

CONSTRUÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO COM VARÕES DE FRP

VÍTOR LEONEL FREITAS REIS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM MATERIAIS E PROCESSOS DE
CONSTRUÇÃO**

Orientador: Professor Doutor Luís Filipe Pereira Juvandes

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha Avó

*Ninguém soube compreender meu sentimento tão nobre,
mas no dia em que eu morrer o mundo ficará mais pobre.*

Adélia dos Santos

AGRADECIMENTOS

A todas as pessoas e entidades que de uma forma directa ou indirecta contribuíram para a realização deste trabalho, desejo aqui expressar o meu profundo reconhecimento e agradecimento.

Ao Professor Luís Juvandes pela forma como conduziu todo o trabalho, desde a definição dos objectivos até à revisão dos conteúdos. Queria agradecer todos os ensinamentos técnicos, bibliografia e conselhos transmitidos enquanto meu professor. Queria ainda expressar a minha profunda gratidão pela sua dedicação, empenho, compreensão, disponibilidade e, principalmente, pela sua amizade.

Ao Engenheiro Romeu Sanches da MOTA-ENGIL, Engenharia e Construção, S.A., por todos os dados fornecidos, essenciais para a realização do presente trabalho.

À generalidade das empresas produtoras/fornecedoras de varões de FRP, nomeadamente, a SIREG, a FIBEX, a PULTRALL, a SCHOECK, a HUGHES BROTHERS e BIU Internacional, quero agradecer todos os esclarecimentos prestados relativos aos seus produtos.

À Secção de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, quero agradecer o facto de ter sido a minha segunda casa durante o meu último ano de curso.

Aos meus avós, que contribuíram para o homem que hoje sou, quero deixar aqui presenteá-los com toda a minha gratidão.

Ao meu irmão e pela admiração que por ele tenho, agradeço todo seu companheirismo, amizade, paciência e apoio.

Aos meus queridos Pais, que sempre me apoiaram nos bons e maus momentos e que inúmeros sacrifícios fizeram por mim, quero expressar o meu profundo OBRIGADO pelo seu carinho, amor e dedicação.

Ao amor da minha vida, Geraldine, quero agradecer todo o seu carinho, dedicação e paciência que tanto me têm ajudado a ultrapassar as dificuldades da vida sempre com um sorriso no rosto.

RESUMO

O betão armado tradicional é uma técnica de construção que envolve materiais simples e que, pela sua resistência, tem sido universalmente aplicada. Contudo, exhibe algumas fragilidades, das quais se destacam, entre outras, a degradação do betão na sequência da fendilhação associada à agressividade química do ambiente, a corrosão das armaduras e a elevada condutibilidade electromagnética. Foram ensaiadas várias soluções para estes problemas, embora os resultados obtidos não tivessem sido os desejáveis, por serem muito dispendiosas.

No sentido de reduzir ou eliminar tais fragilidades, a investigação conduzida pela comunidade científica levou ao aparecimento dos varões de FRP (Fiber-Reinforced Polymer) e da técnica de “Construção de Estruturas de Betão Armado com Varões de FRP”. Estes, além de exibirem neutralidade electromagnética, apresentam elevada resistência química e mecânica. Apesar disso, para o uso desta nova técnica é necessário o esclarecimento de diversos aspectos relativos aos varões, às especificações para projecto, às filosofias de dimensionamento e aos custos inerentes.

Por conseguinte, analisa-se no presente documento os aspectos acima referidos e que se encontram especificados nas diversas propostas regulamentares (“Guidelines”), designadamente, o ACI440.1R-06 (ACI, 2006), o Fib Bulletin de 2007 (Fib, 2007) e o JSCE - Concrete Engineering Series 23 (JSCE, 1997) que mostram representar a actual comunidade científica a respeito do comportamento de elementos de betão armado com varões de FRP, com vista ao projecto e à construção.

Assim, o trabalho procura, numa primeira fase, caracterizar o varão de FRP e expor os principais requisitos a constar nas fichas técnicas. Posteriormente, realiza-se o levantamento dos varões comercialmente disponíveis no mercado internacional e os respectivos preços.

No sentido de avaliar o comportamento até à rotura (ELU) e em serviço (ELS) dos elementos armados com varões de FRP, procede-se a uma exposição das abordagens defendidas pelos “Guidelines” referidos. Com o intuito de perceber as diferenças entre a filosofia de dimensionamento de estruturas de betão armado com aço e de betão armado com FRP, recorre-se ao dimensionamento de uma viga e de uma laje usando as duas técnicas. Apresenta-se, ainda, uma breve referência aos procedimentos de construção relativos a esta nova técnica.

Por último, procede-se a uma análise de custos de forma a comparar os diferentes custos relativos aos varões de FRP e de aço. Posteriormente, e com base no dimensionamento anteriormente elaborado, realiza-se uma análise do custo por metro cúbico dos diversos elementos.

As conclusões do trabalho têm como objectivo evidenciar os principais aspectos que devem ser objecto de estudo por parte da comunidade científica, no sentido de completar a informação disponível e de colmatar possíveis omissões.

PALAVRAS-CHAVE: betão armado com varões de FRP, especificações técnicas para varões de FRP, modelos de dimensionamento, especificações de construção, análise económica.

ABSTRACT

The traditional steel reinforced concrete is a technique that involves simple materials and, due to its resistance, it has been applied in a worldwide level. However, this technique exhibits some fragilities, the most relevant being the concrete deterioration regarding quimical environmental, the corrosion of the steel, the elevated electrical conductivity, among others. There were performed some research to find solutions to these problems. Nevertheless, the obtained results weren't the desirable ones/the expected, mainly the high cost obtained.

In order to reduce or even eliminate those fragilities the research by the scientific community led to the emergence of the FRP bars (Fiber-Reinforced Polymer), and thus, to the technique of "Building of reinforced concrete structures with FRP bars". Besides demonstrating electromagnetic neutrality, these bar present also an elevated chemical and mechanic resistance. However, the use of this new technique demands clarification about several aspects related to this kind of bars, project specifications, design philosophies and inherent costs.

Therefore, these aspects are analyzed in the present document, the ones being specified in some guidelines, namely the ACI440.1R-06 (ACI, 2006), the Fib Bulletin of 2007 (Fib, 2007) and the JSCE - Concrete Engineering Series 23 (JSCE, 1997), which represent the present scientific community concerning the behavior of reinforced concrete with FRP bars in project and construction.

In a first phase, this research work seeks to characterize the FRP bar and expose the main requirements that should be focused in the technical sheets. This part is followed by a commercial survey to find out what is available in the international market and the product prices.

To assess the behavior of the FRP reinforced concrete members till its ultimate state (ULS) and in service (SLS), the diverse approaches of the guideline documents were analyzed. In order to understand the differences between the design philosophy of steel reinforced concrete members and FRP reinforced concrete members, a beam and a slab were designed using both techniques. A brief reference to procedures for construction with this new technique was also included.

Finally, it was thought that an economical analysis was needed in order to compare the relative costs between the steel and the FRP bars. From there, and based also in the beam and slab design, it was possible to proceed to an analysis of the cost per cubic meter of the different elements.

The conclusions of this work are meant to show the main aspects that should be studied by the scientific community in order to complete the available information and to fill in possible omissions.

KEYWORDS: FRP reinforced concrete, technical specifications for FRP bars, design models, construction specifications, economic analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xiii
SIMBOLOGIA	xv
GLOSSÁRIO	xxi

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. FRAGILIDADES DO BETÃO ARMADO TRADICIONAL	1
1.2. A ALTERNATIVA DO BETÃO ARMADO COM VARÕES DE FRP	2
1.3. OBJECTIVOS DO TRABALHO	4
1.4. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO	4
2. VARÕES COMPÓSITOS DE FRP	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. HISTÓRIA RECENTE	7
2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	9
2.3.1. INTRODUÇÃO	9
2.3.2. VARÃO DE FRP	9
2.3.3. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS	14
2.3.4. PROPRIEDADES FÍSICAS	15
2.3.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS A CURTO PRAZO	16
2.3.6. PROPRIEDADES MECÂNICAS A LONGO PRAZO	18
2.3.7. COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO	20
2.4. VARÕES COMERCIAIS	22
2.4.1. INTRODUÇÃO	22
2.4.2. REQUISITOS PARA FICHAS TÉCNICAS	23
2.4.3. PRODUTOS ACTUAIS	26
2.5. A SITUAÇÃO EM PORTUGAL	27

2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	28
----------------------------------------	-----------

3. BETÃO ARMADO COM FRP29

3.1. INTRODUÇÃO	29
------------------------------	-----------

3.2. COMPORTAMENTO GERAL.....	29
--------------------------------------	-----------

3.2.1. À FLEXÃO	30
-----------------------	----

3.2.2. AO CORTE	31
-----------------------	----

3.2.3. ADERÊNCIA BETÃO-VARÃO FRP	33
----------------------------------------	----

3.3. REVISÃO DE MODELOS DE DIMENSIONAMENTO	34
---------------------------------------------------------	-----------

3.3.1. DISPOSIÇÕES RELATIVAS AO FRP	35
-------------------------------------------	----

3.3.1.1. De acordo com ACI	35
----------------------------------	----

3.3.1.2. De acordo com Fib	36
----------------------------------	----

3.3.1.3. De acordo com JSCE	38
-----------------------------------	----

3.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	39
----------------------------------------	----

3.3.2.1. Princípios gerais	39
----------------------------------	----

3.3.2.2. Modos de ruína	39
-------------------------------	----

3.3.2.3. Resistência à flexão	40
-------------------------------------	----

3.3.2.4. Armadura mínima	44
--------------------------------	----

3.3.2.5. Aspectos complementares	45
----------------------------------------	----

3.3.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)	45
---------------------------------------------	----

3.3.3.1. Princípios gerais	45
----------------------------------	----

3.3.3.2. Fendilhação	46
----------------------------	----

3.3.3.3. Deformação	48
---------------------------	----

3.3.3.4. Tensões	53
------------------------	----

3.3.4. ANÁLISE DO CORTE (ELU)	54
-------------------------------------	----

3.3.4.1. Princípios gerais	54
----------------------------------	----

3.3.4.2. Modos de ruína	55
-------------------------------	----

3.3.4.3. Resistência ao corte.....	55
------------------------------------	----

3.3.4.4. Armadura mínima	57
--------------------------------	----

3.3.4.5. Especificações dos estribos	58
--------------------------------------------	----

3.3.4.6. Punçoamento	60
----------------------------	----

3.3.5. ASPECTOS COMPLEMENTARES	60
--------------------------------------	----

3.3.5.1. Comprimento de amarração	60
-----------------------------------------	----

3.3.5.2. Sobreposição de varões.....	63
3.3.5.3. Recobrimento	64
3.3.5.4. Espaçamento entre varões	65
3.3.5.5. Efeito da temperatura e retracção do betão.....	65
3.3.6. RESUMO DOS PROCEDIMENTOS PARA PROJECTO	65
3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	66
 4. CONSTRUÇÃO E CUSTO	 69
4.1. INTRODUÇÃO	69
4.2. PROCEDIMENTOS DE CONSTRUÇÃO	69
4.2.1. INTRODUÇÃO	69
4.2.2. MANUSEAMENTO E ARMAZENAMENTO DOS VARÕES	70
4.2.3. COLOCAÇÃO DOS VARÕES.....	70
4.2.4. CONTROLO DE QUALIDADE E INSPECÇÃO	71
4.3. ANÁLISE DE CUSTOS	72
4.3.1. INTRODUÇÃO	72
4.3.2. CUSTO DIRECTO	72
4.3.3. CUSTO COMPOSTO	76
4.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	76
 5. CASOS ESTUDADOS.....	 79
5.1. INTRODUÇÃO	79
5.2. CASO 1: A LAJE	79
5.2.1. DADOS INICIAIS.....	79
5.2.2. DIMENSIONAMENTO: CÁLCULO E RESULTADOS.....	80
5.3. CASO 2: A VIGA.....	87
5.3.1. DADOS INICIAIS.....	87
5.3.2. DIMENSIONAMENTO: CÁLCULO E RESULTADOS.....	87
5.4. ANÁLISE DE CUSTOS	93
5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
 6. CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	 97
6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES	97

6.2. FUTURO DESENVOLVIMENTOS	101
-------------------------------------------	------------

7. REFERÊNCIAS.....	103
----------------------------	------------

A1. ANEXO A: FICHAS TÉCNICAS DE SISTEMAS COMERCIAIS	A.1
------------------------------------------------------------------	------------

A2. ANEXO B: CASOS ESTUDADOS – JUSTIFICAÇÃO DE CÁLCULOS	A.31
----------------------------------------------------------------------	-------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. – Corrosão das armaduras (Teles, 2008).....	1
Figura 1.2. – Produtos de FRP usados na construção (ISIS, 2003).....	3
Figura 2.1. – Exemplo de obras na Europa (ACI, 2006).....	8
Figura 2.2. – Colocação de varões de FRP no tabuleiro de uma ponte, Canadá (ISIS, 2003).....	8
Figura 2.3. – Exemplo de aplicação num túnel (SIREG, 2009).....	9
Figura 2.4. – Curvas de tensão-extensão das fibras, matriz e FRP (ISIS, 2003).....	10
Figura 2.5. – Curvas de tensão-extensão das fibras (Fib, 2007).....	10
Figura 2.6. – Processo de pultrusão (Excel Composites, 2009).....	14
Figura 2.7. – Superfície dos varões.	15
Figura 2.8. – Curva tensão-extensão de varões de FRP na direcção da fibra (Fib, 2007).	17
Figura 2.9. – Curva típica da extensão durante a deformação em fluência (Fib, 2007).....	19
Figura 3.1. – Comportamento à flexão de elementos de betão armado com FRP.	30
Figura 3.2. – Dois mecanismos que contribuem para a resistência ao corte (Fib, 2007).....	32
Figura 3.3. – Interpretação da aderência betão-FRP (Hao <i>et al</i> , 2008).....	34
Figura 3.4. – Ruína por esmagamento do betão (ACI, 2006).....	40
Figura 3.5 – Ruína equilibrada (ACI, 2006).	41
Figura 3.6 – Ruína por rotura do FRP (ACI, 2006).	41
Figura 3.7. – Factor de redução da resistência nominal à flexão (ACI, 2006).....	43
Figura 3.8. – Curva tensão-extensão para verificação em ELU (JSCE, 1997).	44
Figura 3.9. – Comprimento do estribo além do gancho (ACI, 2006)....	59
Figura 3.10. – Organização geométrica dos estribos face à linha de corte a 45° (Fib, 2007).....	59
Figura 4.1. – Armazenamento e manuseamento dos varões (SIREG, 2009).	70
Figura 4.2. – Execução e forma dos laços para amarrar a armadura (ISIS, 2003).....	71
Figura 4.3. – Dispositivos para varões de FRP (SHOECK, 2007).....	71
Figura 4.4. – Análise de custos directos entre varões FRP e de Aço (€/m).	74
Figura 5.1. – Planta estrutural da laje e da viga.....	79
Figura 5.2. – Modelo de cálculo da laje... ..	80
Figura 5.3. – Desenhos das lajes armadas com aço e FRP.....	86
Figura 5.4. – Modelo de cálculo da viga... ..	87
Figura 5.5. – Desenhos das vigas armadas com aço e FRP.....	92
Figura 5.6. – Custo composto de cada elemento estrutural... ..	94

Figura 6.1. – Estribos de FRP (SIREG, 2009).	99
----------------------------------------------------	----

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. – Propriedades das fibras de compósitos de FRP.....	11
Quadro 2.2. – Propriedades das resinas termoendurecíveis (Fib, 2007).	12
Quadro 2.3. – Propriedades das resinas termoplásticas (Fib, 2007).....	13
Quadro 2.4. – Propriedades físicas dos varões de FRP.....	16
Quadro 2.5. – Propriedades mecânicas de varões de FRP e de varões de aço.....	17
Quadro 2.6. – Requisitos para propriedades geométricas e físicas dos varões de FRP.	23
Quadro 2.7. – Requisitos para propriedades mecânicas e outras dos varões de FRP.....	24
Quadro 2.8. – Varões comercialmente disponíveis.	26
Quadro 3.1. – Factor de redução para diversos tipos de fibras e condições de exposição (C_E).	35
Quadro 3.2. – Factor de correcção devido às condições de humidade para elementos de betão.	37
Quadro 3.3. – Termo para a temperatura média anual (TMA).	37
Quadro 3.4. – Termo para vida de serviço desejada.	37
Quadro 3.5. – Correcção do diâmetro.....	37
Quadro 3.6. – Factor do material (γ_f).....	38
Quadro 3.7. – Factores de segurança dos diferentes materiais.	38
Quadro 3.8. – Limitação da abertura de fendas para elementos armados com FRP e aço.	47
Quadro 3.9. – Altura mínima (h) recomendada para vigas e lajes armadas numa direcção.	49
Quadro 3.10. – Factor de redução do material de FRP “F” (ISIS, 2001).	51
Quadro 3.11. – Valores de (β) e (m) recomendados pelo CEB-FIP (1993) e EC 2 (2004).	52
Quadro 3.12. – Altura mínima recomendada para vigas e lajes armadas numa direcção com varões de FRP.	52
Quadro 3.13. – Limites de tensão da rotura em fluência do reforço com FRP.....	53
Quadro 3.14. – Limites do EC 2 (2004) para a tensão de compressão no betão (σ_c).....	53
Quadro 3.15. – Factores parciais de segurança dos materiais de acordo com o IStructE (1999).	54
Quadro 3.16. – Factor de redução do material de FRP “F” (ISIS, 2001).....	54
Quadro 3.17. – Percentagem mínima de armadura de corte (Fib, 2007).	58
Quadro 3.18. – Recobrimento de betão básico (JSCE, 1997).....	64
Quadro 3.19. – Recobrimento de acordo com ISIS (2001).....	65
Quadro 3.20. – Procedimentos de dimensionamento segundo ACI (2006).	66
Quadro 4.1. – Análise do preço dos varões (por diâmetro).	73
Quadro 4.2. – Análise do preço dos varões (por resistência equivalente).	75
Quadro 5.1 – Caso Laje: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP)...	82

Quadro 5.2 – Caso Viga: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP).....	89
Quadro 5.3. – Custos dos materiais fornecidos por uma empresa de construção.....	93
Quadro 5.4. – Custo composto dos elementos de betão armado.....	93
Quadro A1.1. – Varões comercialmente (fichas técnicas).....	A.1
Quadro A2.1. – Quantidade de betão e cofragem da viga e laje armadas com varões de aço.	A.63
Quadro A2.2. – Quantidade de armadura de aço para viga e laje.	A.63
Quadro A2.3. – Quantidade de betão e cofragem da viga e laje armadas com varões de FRP.....	A.64
Quadro A2.4. – Quantidade de armadura de FRP para viga e laje.	A.64

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Siglas:

AFRP - polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de aramida

ACI - Instituto Americano do Betão (*American Concrete Institute*)

CFRP - polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de carbono

CNR - Italian National Research Council

GFRP - polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de vidro

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

Fib - Federação Internacional do Betão (*Fédération Internationale du Béton*)

FRP - família dos polímeros reforçados com fibras contínuas

ISIS- Intelligent Sensing for Innovative Structures

JSCE - Sociedade de Engenheiros Cíveis do Japão (*Japan Society of Civil Engineers*)

LABEST- Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural

TBM - Tunnel Boring Machine

UV - radiação ultra violeta

Notações Escalares Latinas (Minúsculas)

a - profundidade do bloco de tensões rectangular equivalente [mm]

b - largura da secção rectangular [mm]

b_w - largura da escora [mm]

c - distância entre a fibra extrema comprimida e o eixo neutro [mm]

c_b - distância entre a fibra extrema comprimida e o eixo neutro em condições de extensões equilibradas [mm]

d - distância entre a fibra extrema comprimida e o centro de gravidade da armadura, ou seja, altura útil da secção [mm]

d_b - diâmetro do varão [mm]

d_c - altura de recobrimento medida desde a fibra extrema traccionada e o centro de gravidade do varão [mm]

f'_c - resistência à compressão específica do betão [MPa]

f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do betão [MPa]

f_{ck} - resistência característica à compressão do betão [MPa]

f_f - tensão de tracção no FRP [MPa]

- f_{fb} - resistência à tracção do varão de FRP dobrado [MPa]
- f_{fbd} - resistência à tracção de cálculo do varão FRP dobrado
- f_{fbk} - resistência à tracção característica do varão FRP dobrado
- f_{fd} - resistência de cálculo à tracção do FRP
- f_{fe} - tensão que se pode desenvolver no varão para um comprimento embebido de l_e [MPa]
- f_{fk} - resistência característica à tracção do FRP
- f_{fk0} - resistência à tracção característica do FRP, obtida a partir de um ensaio a curto prazo
- $f_{fk1000h}$ - resistência à tracção característica, obtida a partir do ensaio de 1000h
- f_{fr} - tensão requerida no varão [MPa]
- $f_{f,s}$ - tensão induzida no FRP por cargas prolongadas [MPa]
- f_{fu} - resistência à tracção de cálculo do FRP, considerado as reduções devidas à exposição ambiental [MPa]
- f_{fu}^* - resistência à tracção garantida do FRP definida como a média da resistência à tracção de uma amostra de provetes subtraída de três vezes do desvio padrão ($f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3\sigma$) [MPa]
- f_{fv} - resistência à tracção do FRP usado para armadura de corte, sendo o mínimo valor entre resistência à tracção de cálculo f_{fu} , a resistência à tracção da porção dobrada f_{fb} , ou a tensão desenvolvida para $0.004 E_f$ [MPa]
- $f_{u,ave}$ - média da resistência à tracção amostra de provetes ensaiados [MPa]
- h - altura total do elemento [mm]
- k - rácio entre a profundidade do eixo neutro e a profundidade da armadura
- k_b - coeficiente que depende da aderência
- l_0 - comprimento de amarração real
- l_a - comprimento embebido adicional no apoio ou no ponto de inflexão [mm]
- l_{bhf} - comprimento de amarração de um gancho de FRP em tracção [mm]
- l_d - comprimento de amarração de um varão recto, Equação 3.70. e 3.71. [mm]; comprimento de amarração básico, Equação 3.72.
- l_e - comprimento embebido do varão [mm]
- l_{thf} - comprimento do varão de FRP além do gancho [mm]
- n - somatório dos termos n_{mo} , n_T , n_{SL}
- n_f - rácio entre o módulo de elasticidade dos varões de FRP e o módulo de elasticidade do betão
- n_{mo} - termo relativo à humidade
- n_T - termo relativo à temperatura
- n_{SL} - termo para uma desejável vida de serviço
- p_{cqp} - combinação de cargas para a combinação quase permanente [laje kN/m²; viga kN/m]
- $p_{combrara}$ - combinação de cargas para a combinação rara [laje kN/m²; viga kN/m]

p_{sd} - combinação de cargas em Estado Limite Último [laje kN/m^2 ; viga kN/m]

r_b - raio interno da dobra do varão de FRP [mm]

s - espaçamento entre os varões longitudinais de FRP, Equação 3.30. [mm]; espaçamento entre estribos, Equação 3.53., 3.55. e 3.56 [mm]

u - média da tensão de aderência actuando na superfície do varão de FRP [MPa]

w - máxima abertura de fendas [mm]

w_{cr} - máxima abertura de fendas de cálculo

Notações Escalares Latinas (Maiúsculas)

A_c - área da secção de betão

A_f - área da armadura de FRP [mm^2]

$A_{f,bar}$ - área de um varão de FRP [mm^2]

$A_{f,min}$ - área mínima de armadura de FRP para prevenir a rotura à flexão após fendilhação [mm^2]

$A_{f,sh}$ - área de armadura de FRP para resistir a esforços provocados pela temperatura e retracção [mm^2]

A_{fv} - área de armadura de corte de FRP [mm^2]

$A_{fv,min}$ - área mínima de armadura de corte de FRP [mm^2]

A_s - área de armadura de aço [mm^2]

C - mínimo valor entre o espaçamento entre varões e o recobrimento [mm]

C_E - factor de redução ambiental para vários tipos de fibras e condições de exposição [Quadro 3.1.]

E_0 - módulo de elasticidade de referência [200GPa]

E_c - módulo de elasticidade do betão [MPa]

E_f - módulo de elasticidade à tracção longitudinal do FRP [MPa]

$E_{f,ave}$ - média do módulo de elasticidade à tracção longitudinal do FRP [MPa]

E_s - módulo de elasticidade do aço [MPa]

I - momento de inércia [mm^4]

I_{cr} - momento de inércia da secção fendilhada [mm^4]

I_e - momento de inércia efectivo [mm^4]

I_g - momento de inércia da secção não fendilhada [mm^4]

K_1 - parâmetro que conta com as condições fronteira e toma o valor de 1.0, 0.8, 0.6 e 2.4 para simplesmente apoiada, um lado com continuidade, dois lados com continuidade e consola respectivamente

L - comprimento do vão [m]

N'_{oud} - resistência à compressão axial

M_a - máximo momento aplicado [N.mm]

M_{cr} - momento de fendilhação [N.mm]

M_n - momento nominal resistente [N.mm]

M_s - momento devido a cargas prolongadas [N.mm]

M_u - momento de cálculo aplicado, Equação 3.14. [N.mm]; momento último resistente Equações 3.24. e 3.25. [N.mm]

M_{sd} - momento aplicado em Estado Limite Último [kN.m]

M_{Rd} - momento resistente de cálculo em Estado Limite Último

N'_{oud} - resistência de cálculo à compressão

R_{10} - redução da resistência em percentagem por década logarítmica devido à influência ambiental, Equação 3.5.; percentagem de redução da aderência devida às condições ambientais, Equação 3.8.

T_g - temperatura de transição vítrea [°C]

V_c - resistência nominal ao corte fornecida pelo betão [N]

V_{cd} - Resistência ao corte de cálculo fornecida pelo betão

V_f - resistência ao corte fornecida por estribos de FRP [N]

V_n - resistência ao corte nominal da secção [N]

V_{ped} - componente resistente da armadura de pré-esforço, paralela à força de corte

V_{Rd} - resistência ao corte de cálculo do elemento

$V_{Rd,c}$ - resistência ao corte de cálculo do betão

V_s - resistência ao corte fornecida por estribos de aço [N]

V_{sd} - esforço transversal aplicado em Estado Limite Último

V_u - esforço transversal de cálculo aplicado [N]

V_{ud} - resistência ao corte obtida a partir da contribuição da resistência ao corte do betão, adicionada da resistência da armadura de corte e da resistência ao corte da armadura axial

V_{wcd} - resistência ao corte das escoras de betão

Notações Escalares Gregas

α - ângulo de inclinação dos estribos Equação 3.56.; factor que tem em conta a posição do varão Equação 3.68. e 3.70

α_1 - rácio da média da tensão do bloco de tensões rectangular equivalente e o f'_c

α_L - coeficiente de dilatação térmica longitudinal [1/°C]

α_T - coeficiente de dilatação térmica transversal [1/°C]

β - rácio entre a distância do eixo neutro à fibra extrema traccionada e a distância do eixo neutro ao centro de gravidade da armadura

β_1 - factor que toma o valor de 0.85 para f'_c igual ou superior a 28MPa, devendo ser reduzido de 0.05 por cada 7MPa abaixo desse valor não tomando, no entanto, um valor inferior a 0.65

- β_d - coeficiente de redução usado no cálculo da deformação
- $\Delta_{(cp+sh)}$ - deformação adicional devido à fluência e retracção sob a acção de cargas prolongadas [mm]
- $(\Delta_i)_{sus}$ - deformação imediata devido a cargas prolongadas [mm]
- γ_b - factor do membro
- γ_c - coeficiente parcial de segurança do betão
- γ_f - coeficiente parcial de segurança do FRP
- ϵ_c - extensão do betão
- ϵ_{c2} - extensão ao ser atingida a resistência máxima
- ϵ_{cu} - extensão última do betão
- ϵ_f - extensão da armadura de FRP
- ϵ_{fu} - extensão de rotura de cálculo do FRP
- ϵ_{fu}^* - extensão de rotura garantida do FRP definida como a média da extensão de tracção de uma amostra de provetes subtraída de três vezes do desvio padrão ($\epsilon_{fu}^* = \epsilon_{u,ave} - 3\sigma$)
- $\epsilon_{u,ave}$ - média da extensão de rotura de uma amostra de provetes ensaiados
- ϕ - factor de redução da resistência
- η - factor que define a resistência efectiva do betão ($\eta = d/h$)
- $\eta_{env,b}$ - factor ambiental de redução da resistência – aderência
- $\eta_{env,t}$ - factor ambiental de redução da resistência – tracção
- λ - multiplicador para a deformação a longo prazo adicional
- ξ - factor dependente do tempo para cargas prolongadas
- ρ' - rácio da armadura de compressão
- ρ_f - rácio entre a armadura e a área efectivamente traccionada
- $\rho_{f,ts}$ - rácio da armadura para atender aos efeitos da temperatura e retracção
- ρ_{fb} - rácio de armadura equilibrada
- ρ_{fv} - rácio entre a armadura de corte e a área efectivamente traccionada
- δ - deformação

GLOSSÁRIO

Aderência - envolve os conceitos de adesão e de coesão dos sistemas com ligações coladas. Traduz-se pela tensão máxima necessária para separar dois materiais colados, segundo uma junta. Como sinónimos apresentam-se os termos resistência de aderência e capacidade de aderência.

Catalisador - agente orgânico usado para activar a polimerização ou a cura dum sistema de resina.

Compósito ou material compósito - combinação de dois ou mais materiais, diferentes na forma ou na composição a nível macroscópico. Os constituintes mantêm as suas identidades, isto é, não se dissolvem nem se transformam completamente noutros, apesar de actuarem em conjunto. Normalmente, os componentes têm identidade física e apresentam interfaces entre eles, como por exemplo os compósitos de FRP.

Compósito de FRP - resulta, sobretudo, da conjugação de uma matriz polimérica, termoendurecível ou termoplástica, com uma elevada percentagem de fibras contínuas de reforço, orgânicas ou inorgânicas, de modo a incrementarem resistência ou rigidez numa direcção.

Comprimento de ancoragem - ou de amarração, representa o comprimento efectivo de colagem da interface betão-compósito, necessário para a transferência de um dado esforço entre os dois materiais.

Cura - ou polimerização é o processo químico de alteração irreversível das propriedades de uma resina termoendurecível. Geralmente, a cura é proporcionada por adição de um agente de cura ou catalisador (endurecedor), com ou sem aquecimento (ou pressão).

Limite de tolerância, “endurance time” - número de ciclos de deformação ou de carregamento que causa a rotura do material ou elemento estrutural.

Endurecedor - agente que proporciona a polimerização (ou cura) quando adicionado a uma resina termoendurecível (ou adesivo). É comum aplicar-se às resinas de epóxido.

Entrançamento, “braiding” – processo de fabrico onde dois ou mais novelos são interligados numa direcção de forma a criar uma estrutura.

Epoxy - resina formada por reacções químicas de grupos epóxidos com aminas, álcool, fenol e outros. É a matriz mais usada nos compósito de FRP.

Fibra - termo geral para designar os materiais filamentosos que representam a componente de resistência e de rigidez num compósito de FRP, sendo a outra componente a matriz. Este termo é usado para materiais cujo comprimento é no mínimo 100 vezes o seu diâmetro.

Fibra de aramida - fibras orgânicas bem direccionadas derivadas da poliamida aromática que apresentam a menor gravidade específica e razão resistência/peso entre todas as fibras e de sigla (A).

Fibra de carbono - fibra produzida por tratamento térmico das fibras de precursor orgânico, como as "PAN" (poliacrilonitrilo) e as "pitch" (derivado do petróleo destilado), numa atmosfera inerte. Em geral é representado pela sigla (C).

Fibra de vidro - fibra produzida a partir de um produto inorgânico da fusão que arrefeceu sem cristalização.

Força de ancoragem - força máxima de tracção no compósito, que conduz ao esgotamento de um dado comprimento de ancoragem.

Híbrido - combinação de duas ou mais fibras diferentes, como carbono e vidro ou carbono e aramida.

Impregnação - em FRP corresponde à saturação das fibras com resina.

Kevlar® - marca registada de uma fibra tipo de aramida e cuja sigla é (KFRP).

Matriz - representa a outra componente do compósito de FRP e é constituída à base de uma resina homogénea ou um material polimérico, de natureza dúctil, que envolve completamente as fibras de reforço.

Percentagem de armadura equilibrada de FRP, “balanced FRP reinforcement ratio” - quantidade e distribuição de armadura de flexão necessária para que, em Estado Limite Último, a armadura de FRP alcance a extensão última simultaneamente com a extensão de compressão do betão de 0.003.

Polímero - define um material orgânico composto por moléculas caracterizadas pela repetição de um ou mais tipos de monómeros, de forma regular.

Pultrusão - processo contínuo que combina as acções de tracção e extrusão para a produção de um compósito, com secção final constante. Os fios contínuos embebidos em resina são esticados e passados por uma fiação aquecida, para processar a cura e a forma do FRP. Apresenta-se como o processo mais utilizado na execução dos sistemas de FRP pré-fabricados.

Resistência à fadiga - a maior tensão, para um dado número de ciclos, que pode ser suportada sem rotura.

Resina - componente de um sistema polimérico, que requer a adição de um catalisador ou um endurecedor, para se iniciar o processo de polimerização (ou cura) num compósito. Pode ser referida, também, como a matriz dum FRP.

Tecelagem, “weaving” - processo de produção com disposição multidireccional das fibras.

Temperatura de transição vítrea (T_g) - temperatura limite nos polímeros (adesivos e resinas), acima da qual se proporciona a passagem dum estado vítreo frágil para um sólido elástico e dúctil. A aproximação da temperatura para este nível do valor, torna a componente polimérica muito macia e as principais propriedades mecânicas, como a resistência e a rigidez, diminuem acentuadamente. Pode ser determinada recorrendo a ensaios de DSC ou de DMTA.

Tensão prolongada, “sustained stress” - tensão provocada por cargas prolongadas não majoradas, incluindo cargas permanentes e uma percentagem de sobrecargas.

Termoendurecível - classe de resina que não pode ser fundida nem dissolvida, depois de curada, como por exemplo o poliéster insaturado, o epóxido, o vinilester e outras.

Termoplástica - classe de resina capaz de ser repetidamente amolecida através de um aumento da temperatura e endurecida através de uma diminuição da temperatura.

Varão de FRP (bar, rod, rebar) - material compósito comprido e estreito, indicado para aplicação em betão armado, constituído por fibras unidireccionais dispostas longitudinalmente impregnadas por uma resina polimérica rígida. Deve possuir uma secção normalmente circular e com uma superfície rugosa para garantir a aderência ao betão.

Volume de fibra - quantidade de fibra presente no compósito.

1

INTRODUÇÃO

1.1. FRAGILIDADES DO BETÃO ARMADO TRADICIONAL

O betão armado tradicional é uma técnica de construção que envolve materiais simples (o betão e o aço) que, pelas suas propriedades individuais e características como material compósito, tem conduzido a grandes edificações estruturais contemporâneas, com sucesso. Este facto permitiu a generalização da aplicação desta técnica por todo o mundo sendo, actualmente, a mais utilizada na construção de estruturas correntes e estruturas especiais.

Contudo, mesmo com um betão de elevada qualidade, esta técnica exhibe algumas fragilidades que importa realçar (Teles, 2008):

- Após o desaparecimento da película passiva que envolve os varões de aço, verifica-se a corrosão das armaduras (Figura 1.1);
- Baixa resistência quando exposta a ambientes quimicamente agressivos;
- A fendilhação exagerada, associada a agressividade química do ambiente, conduz à sua rápida deterioração;
- Em situações particulares que exijam a não condutibilidade, é obrigatório a implementação de medidas especiais relativamente aos aços, nomeadamente o tratamento da sua superfície;
- Ambientes cujo imperativo é a neutralidade magnética obrigam a requisitos especiais do betão armado.

Para garantir uma maior durabilidade e de forma a combater as fragilidades acima mencionadas a nova geração do betão armado desenvolveu diferentes soluções para as armaduras, nomeadamente resinas de protecção da superfície, de forma a impedir a entrada de dióxido de carbono, inibidores de corrosão na amassadura, revestimento da armadura com resinas epoxy e armadura galvanizada. A par das diferentes soluções para as armaduras, têm-se desenvolvido diferentes cimentos, para atender aos diferentes ataques químicos.



Figura 1.1. – Corrosão das armaduras (Teles, 2008).

1.2. A ALTERNATIVA DO BETÃO ARMADO COM VARÕES DE FRP

Actualmente, a durabilidade das estruturas de betão armado constitui um tema cada vez mais importante devido à crescente preocupação com a sustentabilidade dos materiais e das construções. Numa época em que se despende grandes verbas em reparação e manutenção, é fundamental falar em materiais mais duráveis. O meio alcalino do betão proporciona uma película passiva que envolve o aço e o protege da corrosão. Além disso, os códigos de dimensionamento prescrevem espessuras de recobrimento mínimas e limitação de abertura de fendas, de forma a reduzir a permeabilidade havendo, também nos últimos anos, um aumento da alcalinidade do cimento. Contudo, com o tempo, as propriedades alcalinas do betão são reduzidas (por acção da carbonatação, entre outras) levando à corrosão do aço e consequente degradação do betão. Além disso, o elevado teor em álcalis do cimento pode, posteriormente, provocar um ataque químico do betão pelos álcalis (Teles, 2008). Para garantir uma maior durabilidade do betão armado em meios muito agressivos foram-se desenvolvendo as diferentes soluções apresentadas no item 1.1. No entanto, a maioria destas soluções ou apresenta falhas ou é muito dispendiosa.

Por conseguinte, constata-se que internacionalmente tem havido um esforço no desenvolvimento de novos materiais, nomeadamente de armaduras alternativas, e de novas técnicas.

Após o culminar da 2ª Guerra Mundial, no seio da emergente indústria petroquímica (meados dos anos 40 do último século), surgiu um novo tipo de materiais compósitos, os designados Polímeros Reforçados com Fibras (FRP – Fiber-Reinforced Polymer). Estes materiais são constituídos, basicamente, por um elemento resistente que conduz as forças (fibras) e por outro que protege as fibras de eventuais degradações (matriz polimérica) e que é responsável pela transferência das forças das fibras para a estrutura envolvente. Inicialmente, estes materiais eram constituídos por fibras de vidro embebidas em resinas poliméricas. Corriam os anos 60 e 70 do século XX quando se assistiu à comercialização de fibras com maior resistência, rigidez e menor densidade, como as de boro, as de carbono e as de aramida. No início, estes materiais limitavam-se a aplicações nas indústrias de defesa militar e aeroespacial, pois eram muito onerosos. Porém, a pouco e pouco, foram despertando o interesse de outros mercados como o desportivo (anos 70) ou o automóvel (anos 80) (Bakis et al., 2002).

Segundo Silva (2008), a contribuição prestada por diversas indústrias e instituições governamentais, através do financiamento de projectos de investigação, de desenvolvimento e de aplicações demonstrativas, durante os finais dos anos 80 e início dos anos 90, estimulou o interesse nos FRP's, manifestado, também, pela indústria da construção.

São diversas as aplicações dos FRP's no domínio da construção civil, sob a forma de armaduras passivas internas ou externas, de armaduras de pré-esforço, de perfis pultrudidos, entre outras. A armadura de FRP surgiu no mercado também como uma solução alternativa para o problema da corrosão do aço. O recurso a este tipo de armadura é expectável em aplicações próximas de ambientes marítimos, no/ou próximo do solo, em ambientes químicos, em elementos estruturais esbeltos e em elementos onde não se pode garantir uma boa qualidade do betão.

A principal vantagem associada aos varões de FRP está no facto de ir ao encontro de soluções de algumas das fragilidades do betão tradicional expostas no item 1.1. Assim, os varões de FRP apresentam elevadas resistência longitudinal à tracção, resistência à corrosão, tolerância à fadiga, leveza, baixa condutibilidade eléctrica e térmica e neutralidade magnética.

Actualmente, estão disponíveis no mercado varões de FRP constituídos por três tipos de fibra: vidro (G), aramida (A) e carbono (C). A superfície dos varões de FRP não se encontra estandardizada, tal

como existe no aço, existindo varões rugosos, revestidos a areia, enrolados e entrançados. De salientar que estes tratamentos da superfície foram surgindo de acordo com as primeiras necessidades do mercado da construção civil. Assim, estas superfícies são o resultado dos diferentes processos de fabrico existentes, como é o caso da pultrusão, entrançamento (*braiding*) e a tecelagem (*weaving*).

Tal como foi mencionado, os varões de FRP são relativamente recentes assim como a técnica de construção inerente. Por consequência, como seria de esperar, existem muitos campos a esclarecer e a estudar, dos quais se destacam:

- Normalização da produção e dos varões;
- Fichas técnicas com especificações mínimas para projecto e construção;
- Normas regularizadoras para dimensionamento de estruturas de betão armado com varões de FRP;
- Estimativa de custos de construção, etc.

Apesar das dúvidas nos vários campos a estudar, importa realçar o esforço louvável das recentes propostas de “Guidelines” que têm o objectivo de reunir os conhecimentos mais recentes sobre o comportamento de elementos armados com varões de FRP, com vista ao projecto e construção. Face à importância que elas representam na comunidade científica internacional, no presente trabalho destacam-se os seguintes documentos:

- American Concrete Institute (ACI) - 440.3R-04: Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures (Estados Unidos da América) (ACI, 2004).
- American Concrete Institute (ACI) - 440.1R-06: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (Estados Unidos da América) (ACI, 2006).
- Federation Internationale de Beton (Fib) - fib bulletin nº40: FRP Reinforcement in RC Structures (versão provisória) (Europa) (Fib, 2007).
- Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS) - ISIS Design Manual No. 3: Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers (Canadá) (ISIS, 2001).
- Italian National Research Council (CNR) - CNR-DT 203/2006: Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fibre-Reinforced Polymer Bars (Itália) (CNR, 2007).
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE) - Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials (Japão) (JSCE, 1997).

Em Portugal é reduzida a informação científica nesta área, estimando-se que os primeiros passos estejam a decorrer em fase de projectos de investigação. Como nota final, realce-se a presença de iniciativas na direcção da produção de varões compósitos entrançados para reforço do betão e da representação nacional de um dos maiores distribuidores de varões, provenientes de um fabricante nos Estados Unidos da América.



Figura 1.2. – Produtos de FRP usados na construção (ISIS, 2003).

1.3. OBJECTIVOS DO TRABALHO

A crescente investigação internacional e escassa motivação nacional impulsionaram a necessidade da criação de um documento em Português que representasse o estado actual dos conhecimentos no domínio do “Betão Armado com Varões de FRP”. Adicionalmente, o presente estudo pretende contribuir para um maior entendimento e clarificação das dúvidas enumeradas no item anterior 1.2., bem como apontar futuros desenvolvimentos para aumentar a confiança na aplicação destes materiais em Portugal.

Para tal, identificaram-se os aspectos que merecem ser analisados, a fim de melhor fundamentar as opções a tomar na fase de concepção e projecto e na fase de execução. Em síntese, os principais objectivos estabelecidos neste trabalho compreendem a análise dos seguintes aspectos:

- Caracterização geral da técnica “Betão Armado com Varões de FRP”;
- Caracterização dos varões de FRP e reunião das especificações normalizadas para integrar as fichas técnicas dos produtos;
- Identificação do tipo de varões disponíveis no mercado;
- Análise do comportamento de elementos de betão armado com varões de FRP até à rotura.
- Identificação dos modelos de dimensionamento e de verificação de segurança para projecto:
 - Modelos para comportamento em Estado Limite Último (Flexão e Corte);
 - Modelos para comportamento em Estado Limite de Serviço;
 - Modelos de interpretação da aderência betão-varão de FRP;
- Reconhecimento dos procedimentos de construção e controlo de qualidade para obra;
- Análise de viabilidade económica da nova técnica.

O esclarecimento dos diversos objectivos é fundamental para se perceber o que existe actualmente e o que falta, no sentido de proporcionar um grau de conhecimento compatível com as necessidades actuais e futuras.

1.4. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

No sentido de cumprir os objectivos anteriormente traçados, o presente documento encontra-se organizado em 6 capítulos, referências e 2 anexos. O Capítulo 1 introduz a necessidade de recorrer a esta nova técnica bem como os objectivos do presente trabalho. O Capítulo 2, após uma breve referência à história recente de aplicações desta técnica, prossegue com a caracterização do comportamento do varão e com a caracterização dos materiais que o constituem (resina e fibra). Para finalizar o capítulo, e antes de um último comentário relativo à situação desta técnica em Portugal, são descritos os varões comercialmente disponíveis no mercado, bem com uma proposta dos requisitos que devem constar nas fichas técnicas dos produtos. O Capítulo 3 constitui a espinha dorsal do presente trabalho. Nele é descrito o comportamento geral dos elementos de betão armado com varões de FRP e que engloba o comportamento à flexão, ao corte e da aderência betão-varão. Seguidamente, são referidas as abordagens do ACI (2006), do Fib (2007) e do JSCE (1997) relativas aos diferentes comportamentos anteriormente mencionados. De forma a facilitar o dimensionamento dos elementos de betão armado com varões de FRP, procede-se à elaboração de um quadro resumo dos procedimentos de dimensionamento. O Capítulo 4 tem como objectivo reunir os procedimentos de construção específicos desta nova técnica, fazendo também referência ao controlo de qualidade. No sentido de avaliar a viabilidade dos varões de FRP, realiza-se uma comparação de custos directos entre os varões de FRP e os varões de aço. O Capítulo 5 apresenta o dimensionamento de uma viga e de uma laje de acordo com as duas técnicas, de forma a comparar e a compreender as diferenças que o

dimensionamento de elementos armados com varões de FRP impõe quando comparada com o betão tradicional. Para completar a análise de custos elaborada no Capítulo 4, procede-se à comparação do custo total das vigas e das lajes armadas com os diferentes varões, bem como a comparação do custo por metro cúbico. O Capítulo 6 descreve as conclusões gerais do trabalho e sugestões para futuros desenvolvimentos. O Anexo A1 resume as fichas técnicas dos diferentes tipos de fabricantes que foram obtidas ao longo do trabalho de pesquisa. Relativamente ao Anexo A2, este possui a justificação de todos os cálculos elaborados para o Capítulo 5 e os quadros resumo das quantidades de materiais necessários à elaboração da análise de custos do capítulo mencionado.

2

VARÕES COMPÓSITOS DE FRP**2.1. INTRODUÇÃO**

Nos dias que correm começam a surgir propostas regulamentares, com o formato de “Guidelines”, para o uso de varões de FRP em betão armado. Essas propostas avançam com intervalos de valores para as diferentes propriedades dos varões de acordo com o volume de fibras da mistura e especificam as diferenças técnicas entre o dimensionamento de estruturas de betão armado com varões de FRP e com varões de aço. No entanto, apenas o American Concrete Institute (ACI) e o Italian National Research Council (CNR) sugerem requisitos específicos para o uso de varões e para fichas técnicas que devem acompanhar os varões de FRP.

No que diz respeito aos produtos disponíveis no mercado, constata-se que existem produtores nos continentes onde esta técnica tem alguma expressão, sobretudo com obras já realizadas.

O presente capítulo tem como um dos objectivos dar a conhecer exemplos de obras concretizadas em betão armado com FRP, um pouco por todo o mundo. Seguidamente, procede-se à caracterização das propriedades geométricas, físicas e mecânicas do varão bem como dos seus materiais constituintes, com o intuito da elaboração de um quadro com a sugestão dos requisitos que devem constar nas fichas técnicas a incorporar em futuros cadernos de encargos. Este capítulo é finalizado com uma referência aos varões comercialmente disponíveis, bem como uma breve reflexão sobre a situação desta técnica de construção em Portugal.

Para esse efeito, recorreu-se sobretudo, para além de outra literatura técnica, às propostas de “Guidelines” como os documentos do ACI (2006), do Fib (2007), do JSCE (1997) e do CNR (2007).

2.2. HISTÓRIA RECENTE

Os materiais compósitos da família dos Plásticos Reforçados com Fibras, de sigla FRP, tiveram um grande desenvolvimento durante a Guerra Fria uma vez que os avanços da indústria de defesa e aeroespacial ditaram a utilização de materiais com elevada resistência e reduzido peso.

Com as estruturas de betão armado a exibirem graves problemas de corrosão, os materiais compósitos de FRP começaram a despertar o interesse dos engenheiros civis devido à resistência exibida a este ataque. Além disso, a necessidade do uso de materiais magneticamente neutros em aplicações estruturais específicas, abriu uma janela de oportunidades para o emprego dos materiais compósitos.

No que diz respeito ao continente Europeu, o início da utilização de produtos compósitos sob a forma de varões de FRP registou-se em 1986 na Alemanha, com a construção de uma ponte com varões de

FRP pré-esforçados. Desde então, têm sido implementados diversos programas para ampliar a investigação e emprego de varões de FRP, ilustrando-se alguns exemplos de aplicação na Figura 2.1.



a) Laje de topo de uma garagem, na Alemanha.



b) Portagem na Autoroutes Sul, em França.

Figura 2.1. – Exemplo de obras na Europa (ACI, 2006).

Nos anos 90, o Japão tinha o maior número de construções com a incorporação de varões de FRP, de tal forma que foram desenvolvidas recomendações de dimensionamento para este tipo de materiais pelo JSCE (1997). Recentemente, a China tornou-se no maior consumidor de armadura de FRP em construções de betão armado que vão desde pontes a estruturas geotécnicas subterrâneas (ACI, 2006).

Entretanto, no Canadá foram desenvolvidas recomendações sobre esse tipo de material, que integram o actual CSA (2000), tendo sido elaborados um grande número de projectos, tais como: a Ponte Headingley em Manitob, que incluiu armadura de CFRP e AFRP; a Ponte County Road No. 10, na qual se usaram grelhas de CFRP para resistir aos momentos negativos; a Ponte de Joffre sobre o rio St. François, com a utilização de grelhas de CFRP no tabuleiro e varões de GFRP no separador de tráfego e no passeio. Este país, tal como permitem antever os exemplos fornecidos, é também um líder mundial na utilização de armadura de FRP nos tabuleiros de pontes.

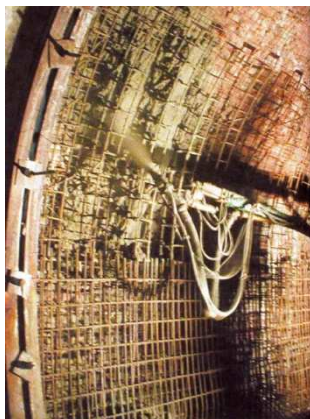


Figura 2.2. – Colocação de varões de FRP no tabuleiro de uma ponte, Canadá (ISIS, 2003).

Nos Estados Unidos este tipo de armadura é frequentemente aplicada nos tabuleiros de pontes, tais como a ponte em Sierrita de la Cruz Creek em Potter County, no Texas, e a Ponte da 53rd Avenue em Bettendorf, em Iowa. Esta armadura tem, ainda, sido aplicada em salas de ressonância magnética dos hospitais das quais se destacam a Clínica Mayo em Rochester, Minesota e o National Institute of Health em Bethesda (ACI, 2006).

Recentemente, devido à reduzida resistência ao corte, os varões de FRP têm sido usados em muros provisórios de túneis que são posteriormente penetrados pela Tunnel Boring Machine (TBM)

(Figura 2.3.). Esta aplicação tem sido muito utilizada na maioria das zonas metropolitanas da Ásia (Bangkok, Hong Kong e Nova Deli) e da Europa (Londres e Berlim).



a) Armadura de FRP.



b) Muro de túnel armado com FRP.



c) Corte de muro com TBM.

Figura 2.3. – Exemplo de aplicação num túnel (SIREG, 2009)

Face ao crescendo de aplicações internacionais desta técnica, surgiu a necessidade de, neste trabalho, aprofundar-se os conhecimentos técnicos em torno do novo produto em material compósito de FRP. Com base neste propósito, surgem os conteúdos das próximas secções incluídas neste capítulo.

2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

2.3.1. INTRODUÇÃO

O varão de FRP é um material anisotrópico constituído por fibras contínuas impregnadas com resinas, podendo ser produzido através do método de pultrusão, entrançamento (*braiding*) ou através da tecelagem (*weaving*).

As propriedades físicas e mecânicas dos varões de FRP influenciam o seu comportamento nas estruturas de betão armado e dependem de diversos factores tais como o volume, tipo e orientação das fibras, tipo de resina, dimensão do varão assim como da qualidade durante o processo de fabrico. As propriedades dos varões são também influenciadas pela história e duração da carga, temperatura e humidade.

De forma a perceber o comportamento dos varões de FRP antes de os aplicar em betão armado, prossegue-se uma exposição dos seus materiais constituintes e das suas propriedades isoladas, bem como das propriedades geométricas, físicas e mecânicas do varão enquanto elemento estrutural.

2.3.2. VARÃO DE FRP

2.3.2.1. Geral

O varão de FRP é um material compósito constituído por fibras contínuas alinhadas numa direcção e impregnadas com uma resina polimérica. As fibras constituem a estrutura do material e determinam a sua resistência e rigidez consoante a sua orientação (Juvandes *et al*, 2005). A matriz polimérica é o elemento que mantém as fibras unidas e as protege de ambientes agressivos. Esta deve ser química e

termicamente compatível com as fibras desempenhando um papel importante no comportamento tensão - extensão do compósito (Juvandes, 1999).

O comportamento à tracção isolado das fibras e da matriz é diferente do comportamento à tracção do compósito. Na Figura 2.4. pode-se constatar que as fibras apresentam uma resistência elevada à tracção quando comparadas com a matriz. Contudo, esta última apresenta uma extensão claramente mais elevada do que a exibida pelas fibras. Relativamente ao FRP, este apresenta uma resistência inferior à das fibras, como seria de esperar, e uma extensão igual à exibida por estas, evidenciando, tal como as fibras, um comportamento linear elástico até à rotura.

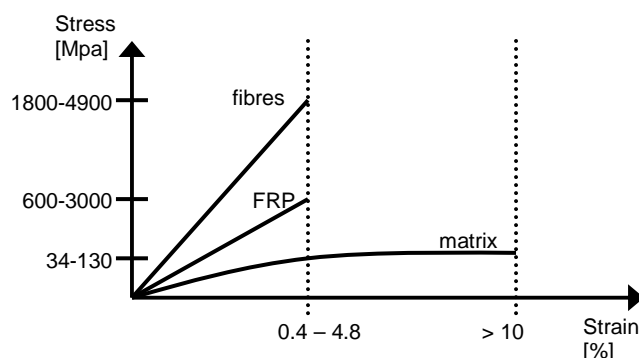


Figura 2.4. – Curvas de tensão-extensão das fibras, matriz e FRP (ISIS, 2003).

2.3.2.2. Fibras

As fibras são usadas nos compósitos de FRP devido à sua elevada rigidez, leveza e resistência. Para serem usadas como elemento estrutural as fibras devem exibir elevado módulo de elasticidade, elevada resistência última e conveniente extensão na rotura, baixa variação de resistência entre fibras, estabilidade das propriedades durante o manejo e fabrico, uniformidade do diâmetro da fibra e da sua superfície, elevada dureza, disponibilidade em várias formas e um custo aceitável.

As fibras mais frequentemente utilizadas no fabrico de varões de FRP são as fibras de vidro (G), de aramida (A), de carbono (C) e, mais recentemente, as fibras de basalto (B).

A Figura 2.5. e o Quadro 2.1. apresentam, respectivamente, as curvas tensão-extensão típicas bem como os valores típicos das propriedades das diversas fibras.

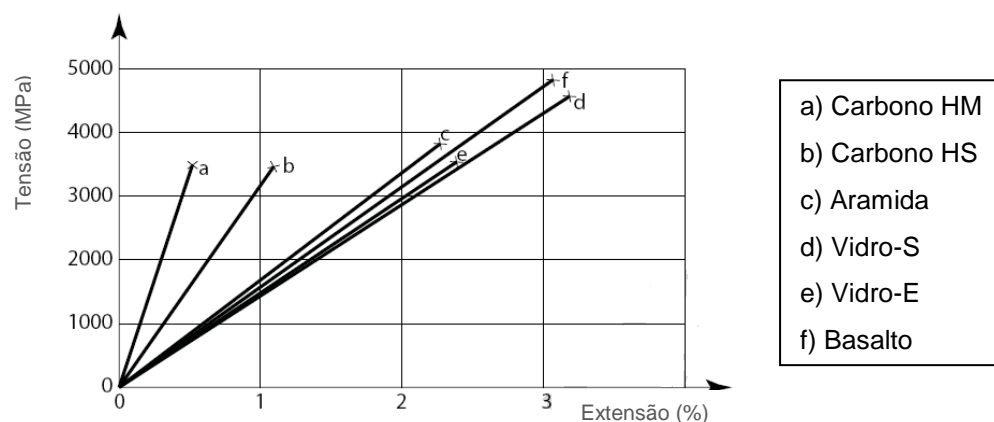


Figura 2.5. – Curvas de tensão-extensão das fibras (Fib, 2007).

Quadro 2.1. – Propriedades das fibras de compósitos de FRP.

Tipo de fibra	Densidade (kg/m ³)	Resistência à tracção (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Extensão última (%)	Coefficiente de dilatação térmica longitudinal (10 ⁻⁶ /°C)	Coefficiente de Poisson
Vidro-E	2500	3450	72.4	2.4	5	0.22
Vidro-S	2500	4580	85.5	3.3	2.9	0.22
Vidro - AR ⁽¹⁾	2270	1800-3500	70-76	2.0-3.0	-	-
Carbono-HM ⁽²⁾	1950	2500-4000	350-650	0.5	-1.2 a -0.1	0.20
Carbono-HS ⁽³⁾	1750	3500	240	1.1	-0.6 a -0.2	0.20
Aramida (Kevlar 49)	1440	3620	124	2.2	-2.0	0.35
Basalto (Albarrie)	2800	4840	89	3.1	8	-

(1) Resistente aos álcalis; (2) Elevado módulo de elasticidade; (3) Elevada resistência à tracção.

i) Fibras de vidro (G)

As fibras de vidro mais comuns são feitas de vidro-E, vidro-S e vidro resistente aos álcalis. As fibras do tipo vidro-E são menos dispendiosas do que as fibras do tipo vidro-S sendo que, apesar de mais caras e por isso menos usadas, estas últimas apresentam maior resistência à tracção e maior módulo de elasticidade. Relativamente às fibras resistentes aos álcalis estas ajudam a prevenir a corrosão pelo ataque dos álcalis presentes na matriz cimentícia (Fib, 2007).

ii) Fibras de carbono (C)

As fibras de carbono exibem uma elevada resistência específica e rigidez e, em geral, à medida que aumenta o módulo de elasticidade, diminui a resistência e a extensão últimas. O módulo de elasticidade e a tensão das fibras de carbono mantêm-se estáveis com o aumento da temperatura. Estas fibras são muito resistentes a ambientes agressivos e comportam-se linearmente até à rotura sendo que a principal desvantagem é o seu custo (Fib, 2007).

iii) Fibras de aramida (A) ou (K)

As fibras de aramida são produzidas pela DuPont (Kevlar), Teijin (Technora) e Akzo Nobel (Twaron). As fibras de Kevlar apresentam ductilidade quando sujeitas à compressão, tendo a capacidade de absorver energia, o que lhes confere uma boa resistência ao impacto, exibindo também elevada plasticidade em compressão quando sujeitas à flexão. São ainda resistentes à fadiga e exibem reduzida fluência. Contudo, a resistência e o módulo de elasticidade diminuem linearmente com o aumento da temperatura e, para uma elevada percentagem de humidade, as fibras de Kevlar tendem a fendilhar internamente. Estas fibras absorvem alguma água, são sensíveis à radiação UV e, apesar de resistentes a muitos químicos, podem degradar-se sob a acção de alguns ácidos e álcalis (Fib, 2007).

iv) Fibras de basalto (B)

As fibras de basalto, obtidas a partir de depósitos de lava vulcânica, apresentam melhores propriedades físicas e mecânicas do que as fibras de vidro e são mais baratas do que as fibras de carbono. Como principais vantagens, este tipo de fibras apresentam: boa resistência ao fogo, significativa capacidade de isolamento acústico e de vibrações e resistência a ambientes quimicamente activos (Fib, 2007).

2.3.2.3. Matriz polimérica

A resina ou matriz é um componente do sistema polimérico que, para iniciar o processo de cura num compósito, necessita de um catalizador ou endurecedor. O fabrico de materiais compósitos e suas propriedades é afectado pela resina, suas propriedades físicas e composição química. As principais funções da matriz polimérica são: manter as fibras unidas, proteger a sua superfície durante o fabrico, manuseamento e vida de serviço do compósito, transferir os esforços do betão para as fibras e protegê-las dos ataques ambientais e abrasão mecânica (Juvandes, 1999).

Existem dois tipos de resinas poliméricas: a resina termoendurecível e a resina termoplástica. As resinas termoendurecíveis são matrizes de polímeros irreversivelmente formados que não podem ser dissolvidas nem fundidas depois de curadas. Por sua vez, as resinas termoplásticas, que não desenvolvem ligações cruzadas, amolecem e endurecem sob a acção de ciclos de temperatura inferiores à temperatura de formação da resina.

i) Resinas termoendurecíveis

As resinas termoendurecíveis apresentam uma viscosidade inicial baixa, boa estabilidade dimensional, baixo coeficiente de dilatação térmica e elevada resistência aos solventes. No entanto, não podem ser armazenadas durante muito tempo, exigem elevado tempo de fabrico comprometendo a eficiência do processo de pultrusão e exibem baixa extensão de rotura, resultando numa menor resistência ao impacto. As resinas termoendurecíveis mais usadas em varões são: a resina epoxy, a resina poliéster e a resina vinyl ester. O Quadro 2.2. apresenta os valores típicos das propriedades destas resinas.

Quadro 2.2. – Propriedades das resinas termoendurecíveis (Fib, 2007).

Propriedade	Resina		
	Polyester	Epoxy	Vinyl ester
Densidade (kg/m ³)	1200-1400	1200-1400	1150-1350
Resistência à tracção (MPa)	34.5-104	55-130	73-81
Módulo de elasticidade (GPa)	2.1-3.45	2.75-4.10	3.0-3.5
Coeficiente de Poisson	0.35-0.39	0.38-0.40	0.36-0.39
Coeficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	55-100	45-65	50-75
Humidade (%)	0.15-0.60	0.08-0.15	0.14-0.30

A resina epoxy exhibe elevadas propriedades mecânicas, baixa retracção durante a cura, boa adesão a uma grande variedade de fibras, elevada resistência à corrosão sendo menos afectada pela água e pelo calor do que as outras matrizes poliméricas. As principais desvantagens prendem-se com o custo elevado e o longo período de cura.

A resina poliéster apresenta baixa viscosidade e pode ser produzida de forma a apresentar elevada resistência aos raios ultravioleta, sendo um bom isolante eléctrico. Pode conseguir-se uma maior resistência à erosão das fibras adicionando determinados produtos. Relativamente à resistência ao fogo, esta pode ser incrementada com recurso a “fillers” e a retardadores de chama. A maior desvantagem deste tipo de resina é a sua retracção volumétrica.

A resina vinyl ester apresenta maior resistência do que a resina poliéster, exhibe boa adesão às fibras de vidro e uma elevada resistência aos ácidos, peróxidos e álcalis. Esta resina possui algumas das características benéficas das resinas epoxy, como a resistência química e resistência à tracção, e também algumas características das resinas poliméricas como a viscosidade e a velocidade de cura. Contudo, apresenta uma retracção volumétrica superior à da resina epoxy e, comparada com esta última, apenas exhibe aderência moderada.

ii) Resinas termoplásticas

As resinas termoplásticas são resinas que, contrariamente às resinas termoendurecíveis, fundem-se e endurecem sem qualquer alteração química. Este tipo de resinas apresenta elevada viscosidade durante o processo de impregnação, daí ser necessário especial cuidado para assegurar o contacto entre as fibras e a resina. Geralmente estas resinas são mais rígidas, dúcteis e apresentam maior resistência ao impacto do que as resinas termoendurecíveis. A PEEK (Polyether Ether Ketone) é a resina termoplástica mais comum para aplicações de elevado desempenho uma vez que apresenta elevada dureza, o que é importante para a tolerância ao dano do compósito. Esta resina apresenta, ainda, reduzida absorção de água. A PPS (Polyphenylene Sulphide) é uma resina com elevada resistência química enquanto a PSUL (Polysulfone) é uma resina com elevada extensão na rotura e excelente estabilidade sob condições secas e molhadas. O Quadro 2.3. apresenta os valores típicos das propriedades das resinas acima descritas.

Quadro 2.3. – Propriedades das resinas termoplásticas (Fib, 2007).

Propriedade	Resina		
	PEEK	PPS	PSUL
Densidade (kg/m ³)	1320	1360	1240
Resistência à tracção (MPa)	100	82.7	70.3
Módulo de elasticidade (GPa)	3.24	3.30	2.48
Extensão (%)	50	5	75
Coefficiente de Poisson	0.40	0.37	0.37
Coefficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	47	49	56

2.3.2.4. Processo de fabrico

Como já foi referido anteriormente, os varões de FRP podem ser produzidos através de diferentes técnicas como a pultrusão, entaçamento (*braiding*) ou tecelagem (*weaving*). Contudo, apesar da pesquisa realizada não foi possível encontrar informação acerca deste último processo.

A pultrusão consiste em traccionar um conjunto de fibras alinhadas oriundas de bobines, impregná-las de resina num molde e proceder à sua cura obtendo, assim, a forma final do varão. Seguidamente este

é cortado, tal como o demonstrado na Figura 2.6. Este processo não permite o tratamento da superfície do varão na fase de pultrusão, sendo necessária uma segunda fase para alcançar esse objectivo.

O entrançamento permite a produção do varão numa única fase, através do entrançamento das fibras e impregnação com resina. Esta técnica, além da vantagem de produzir uma superfície rugosa, permite que o varão possua uma resistência ao corte superior ao varão produzido por pultrusão uma vez que as fibras entrançadas possuem uma componente normal ao esforço de corte devido à sua orientação multiaxial.

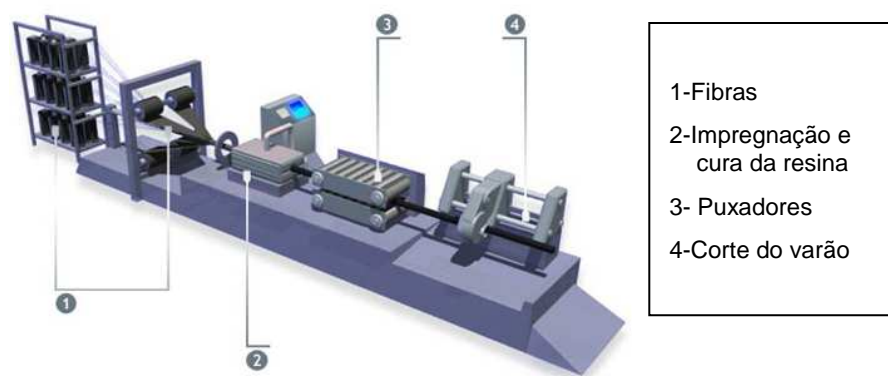


Figura 2.6. – Processo de pultrusão (Excel Composites, 2009).

2.3.2.5. Formas correntes

As formas correntes das secções dos varões de FRP encontradas são na sua grande maioria circulares, variando apenas os diâmetros standardizados de acordo com o continente onde são produzidos e o tratamento da superfície. Contudo, as secções dos varões de FRP podem também apresentar formas rectangulares.

2.3.2.6. Material anisotrópico

As matrizes poliméricas e as fibras de vidro são consideradas materiais isotrópicos enquanto as fibras de carbono e de aramida são materiais ortotrópicos. Contudo, os varões de FRP são anisotrópicos apresentando, desta forma, elevada resistência e rigidez na direcção das fibras, sendo relativamente frágeis na direcção transversal a estas últimas. Por conseguinte, a direcção do carregamento tem uma influência muito importante no desempenho estrutural deste tipo de varões.

2.3.3. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

As propriedades geométricas são muito importantes para a distinção dos diferentes tipos de varões. Tal como acontece com os varões de aço, os varões de FRP devem ser distinguidos de acordo com o tratamento da superfície, o seu diâmetro e a correspondente área (ACI, 2006).

A geometria da superfície do varão de FRP é muito importante por questões de aderência entre o varão e o betão envolvente. Como foi anteriormente exposto, existem diferentes processos de fabrico dos varões, cada um deles conduzindo a uma geometria da superfície diferente. De acordo com o ACI (2006) existem três tipos de superfície dos varões comercialmente disponíveis, tal como se pode constatar na Figura 2.7. Existem varões com nervuras moldadas na resina final de recobrimento,

varões com a superfície coberta de areia e varões com enrolamento helicoidal da fibra. Este último tipo de tratamento apresentará uma resistência ao corte relativamente superior à exibida pelos dois primeiros uma vez que possui uma componente resistente na direcção dos esforços de corte fornecida pela fibra enrolada. Contudo, existe ainda um outro tipo de superfície, característica dos varões entrançados que por possuir todas as fibras entrançadas, exibe uma resistência ao corte superior aos varões acima mencionados (Figura 2.7.). Pereira *et al* (2008) desenvolveram um estudo pioneiro em Portugal sobre a produção deste último tipo de varões. Contudo, actualmente não existe uma classificação estandardizada sendo necessária uma maior investigação de forma a normalizar a superfície dos varões tal como acontece com os varões de aço.

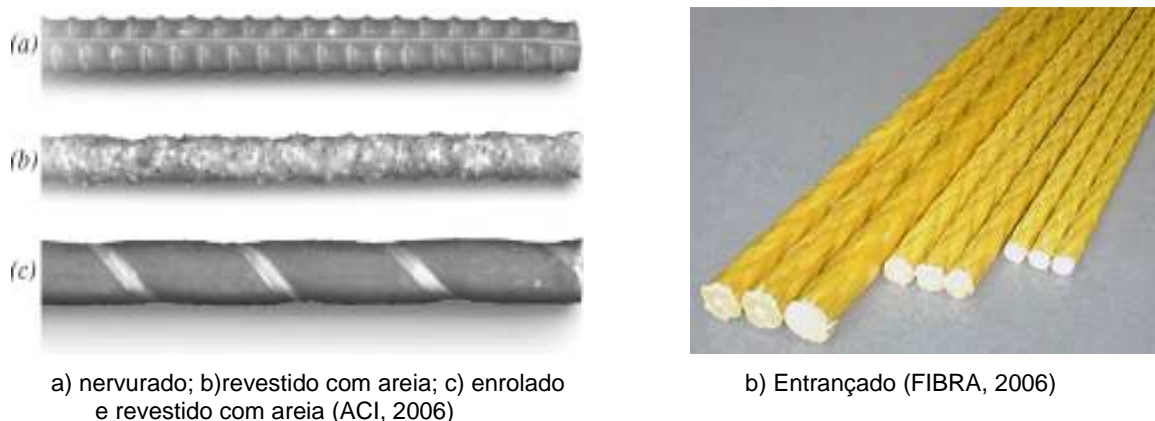


Figura 2.7. – Superfície dos varões.

Uma vez que existem diferentes tipos de tratamentos de superfície, é necessário esclarecer o diâmetro que deve ser fornecido. Assim, o diâmetro de um varão nervurado é equivalente ao diâmetro de um varão liso com a mesma área do varão nervurado. Quando o varão de FRP não possui a forma redonda convencional, o diâmetro exterior corresponde ao diâmetro nominal equivalente de um varão redondo liso possuindo a mesma área.

Em suma, de forma a se proceder à distinção dos diferentes varões, o produtor deve indicar o diâmetro nominal do varão bem como a sua respectiva área.

2.3.4. PROPRIEDADES FÍSICAS

As propriedades físicas e mecânicas dos varões de FRP dependem do volume de fibras e resina na mistura. Por conseguinte, todas as propriedades físicas e mecânicas abaixo mencionadas indicam intervalos de valores para um volume de fibras na mistura de 50% a 70%, com um mínimo de 50%.

2.3.4.1. Densidade dos varões

A densidade do compósito pode ser determinada através da densidade dos seus constituintes e dos seus volumes recorrendo à “lei das misturas”:

$$\rho_c = \rho_f V_f + \rho_m V_m \quad (2.1.)$$

A densidade dos varões de FRP é cerca de um quarto a um sexto da densidade dos varões de aço, podendo, desta forma, reduzir os custos de transporte e de manuseamento (ACI, 2006).

No Quadro 2.4. estão especificados os valores das densidades dos varões para os diferentes tipos de fibra e de matriz bem como os valores relativos aos varões de aço para, desta forma, se obter uma melhor percepção das diferenças entre estes dois materiais.

2.3.4.2. Coeficiente de dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica varia na direcção longitudinal e na direcção transversal, dependendo do tipo e volume de fibra e da resina. O coeficiente de dilatação térmica longitudinal, α_L , depende das propriedades das fibras, enquanto o coeficiente de dilatação térmica transversal, α_T , depende do tipo de matriz polimérica (ACI, 2006).

Como particularidade, quando o volume de fibras na mistura aumenta, o coeficiente de dilatação térmica linear do varão aproxima-se do exibido pelas fibras isoladas, enquanto a diminuição do volume de fibras na mistura leva a um coeficiente próximo do valor exibido pela resina isolada.

O Quadro 2.4. apresenta os valores típicos das propriedades físicas dos varões de FRP para um volume de fibras, V_f , na mistura entre 50 % e 70%. De notar que, valores negativos do coeficiente de dilatação térmica linear indicam que o material contrai quando a temperatura aumenta e expande quando a temperatura diminui.

Quadro 2.4. – Propriedades físicas dos varões de FRP.

Tipo de fibra		CFRP	AFRP	GFRP	Aço
Densidade (g/cm ³)	Matriz poliéster	1.43 a 1.65	1.31 a 1.43	1.75 a 2.17	7.850
	Matriz epoxy	1.44 a 1.67	1.32 a 1.45	1.76 a 2.18	
	Matriz vinyl ester	1.44 a 1.63	1.30 a 1.41	1.73 a 2.15	
Coeficiente de dilatação térmica (/°C)	Longitudinal (α_L)	-9.0 a 0.0	-6.0 a -2.0	6.0 a 10.0	11.0
	Transversal (α_T)	74.0 a 104.0	60.0 a 80.0	21.0 a 23.0	

2.3.4.3. Condutividade electromagnética

O aço é um material electromagneticamente condutor o que o torna indesejável em aplicações onde existam campos magnéticos. Por sua vez, os varões de FRP não contêm nenhum metal pois são constituídos por fibras não condutoras o que, associadas ao bom isolamento eléctrico e magnético exibido pelas resinas que as impregnam e revestem, os torna num material adequado para a aplicação em locais sujeitos à acção de campos magnéticos ou onde existam aparelhos eléctricos sensíveis.

2.3.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS A CURTO PRAZO

2.3.5.1. Comportamento à tracção

Os varões de FRP exibem, quando carregados, um comportamento linear elástico até à rotura, não apresentando um comportamento plástico tal como o aço. A resistência à tracção e a rigidez dependem das propriedades e distribuição dos constituintes (fibras e matriz) e do seu volume, da sua interacção química e física, do processo de fabrico e controlo de qualidade (varões com diâmetros iguais e volumes de fibras diferentes apresentam distintas tensões de rotura).

De acordo com o ACI (2006), os fabricantes dos varões devem fornecer as propriedades mecânicas. A resistência à tracção garantida deve ser obtida através da média dos valores de ensaios, $f_{u,ave}$, subtraída de três vezes o desvio padrão ($f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3\sigma$) usando uma distribuição Gaussiana; o mesmo procedimento deve ser seguido para determinar a extensão de rotura ($\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{u,ave} - 3\sigma$) e módulo de elasticidade específico ($E_f = E_{f,ave}$). Desta forma, a probabilidade de varões similares possuírem valores de resistência e de extensão de rotura iguais ou superiores aos valores garantidos é de 99.87%, desde que sejam ensaiados pelo menos 25 provetes. Se for usado um menor número de provetes deve recorrer-se a outras distribuições sendo que, em qualquer dos casos, os fabricantes devem fornecer uma descrição do método usado para determinar as propriedades anunciadas.

De acordo com o JSCE (1997), os valores característicos de resistência à tracção e extensão última dos materiais de FRP são os valores mínimos da maioria dos resultados dos ensaios com garantia de serem ultrapassados, permitindo alguma variação nos resultados dos ensaios e devendo ser determinados com base no ensaio “Test method for tensile properties of continuous Fiber reinforcing materials (JSCE-E 531-1995)” (referido no JSCE, 1997). A resistência à tracção, obtida a partir de ensaios à tracção, usando os mesmos varões de FRP mostra sofrer uma variação superior à exibida pelos varões de aço. A variação da resistência à tracção depende do tipo e geometria das fibras bem como dos diferentes comprimentos dos provetes e dos métodos de ancoragem usados nos ensaios.

O intervalo de valores das propriedades dos varões de FRP à tracção (para V_f de 50% a 70%), entre outras, está presente no Quadro 2.5. A Figura 2.8. especifica as curvas tensão-extensão típicas dos varões de FRP.

Quadro 2.5. – Propriedades mecânicas de varões de FRP e de varões de aço.

Propriedade	Material			
	CFRP	AFRP	GFRP	Aço
Tensão tracção (MPa)	600 a 3690	1000 a 2540	450 a 1600	450 a 700
Módulo de elasticidade (GPa)	100 a 580	40 a 125	35 a 60	200
Extensão de rotura (%)	0.5 a 1.7	1.9 a 4.4	1.2 a 3.7	5 a 20

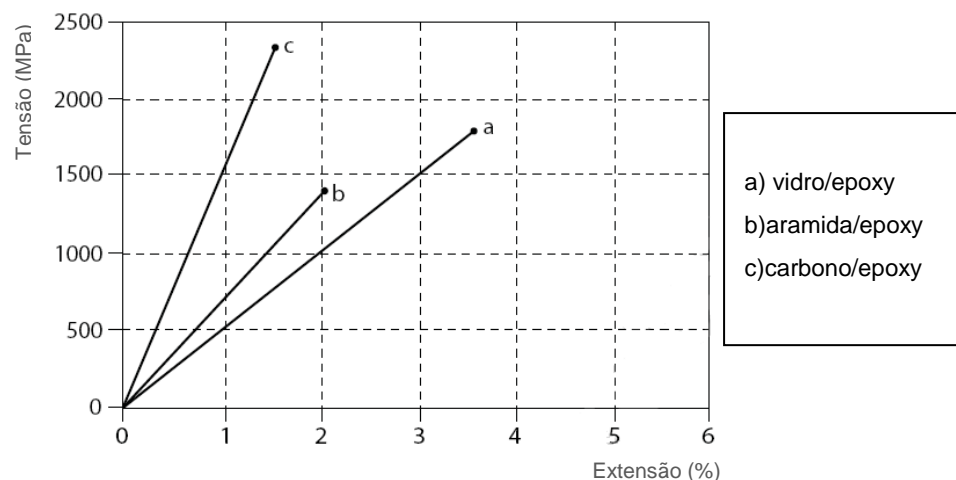


Figura 2.8. – Curva tensão-extensão de varões de FRP na direcção da fibra (Fib, 2007).

2.3.5.2. Comportamento ao corte

Os varões de FRP são relativamente fracos quando sujeitos a esforços de corte perpendiculares à orientação das fibras. Por essa razão, o comportamento ao corte dos varões é governado pelas propriedades da matriz e pela distribuição local de tensões. É possível aumentar a resistência ao corte dos varões enrolando ou entrelaçando fibras para que estas tenham uma componente resistente na direcção do esforço de corte. Os varões pultrudidos podem aumentar a sua resistência ao corte se, durante o processo de fabrico, for adicionado um cordão contínuo em volta das fibras longitudinais (ACI, 2006).

2.3.5.3. Aderência

A aderência de um varão de FRP depende da geometria da superfície, processo de fabrico, propriedades mecânicas e condições ambientais (ACI, 2006). No comportamento da ligação dos varões com o betão é admitido que a força de ligação é transferida através da resina para as fibras. Se um varão é sujeito a uma tensão crescente a adesão entre este e o betão perde-se e as deformações na superfície do varão causam forças de contacto inclinadas entre este e o betão circundante. A tensão de aderência entre o varão e o betão é, assim, a resultante da componente da força na direcção do varão. Este assunto voltará a ser discutido mais à frente no Capítulo 3.

2.3.5.4. Comportamento à compressão

De acordo com os documentos analisados não é recomendado o uso dos varões de FRP à compressão. Os modos de ruína dos varões de FRP sujeitos a compressão longitudinal são o “microbuckling” das fibras, rotura transversal devido à extensão de Poisson e rotura por corte das fibras, dependendo todos estes do tipo e volume de fibra e do tipo de resina. As propriedades mecânicas à compressão, nomeadamente o módulo de elasticidade e a resistência, são inferiores às propriedades mecânicas à tracção. A resistência à compressão é maior para varões com elevada resistência à tracção, com excepção dos varões de AFRP onde as fibras têm um comportamento não linear em compressão. Ainda não estão disponíveis ensaios para caracterizar o comportamento à compressão dos varões de FRP. No entanto, se as propriedades à compressão forem exigidas, estas devem ser fornecidas pelo fabricante, bem como a descrição do ensaio utilizado.

2.3.6. PROPRIEDADES MECÂNICAS A LONGO PRAZO

2.3.6.1. Fluência e rotura em fluência

O documento do Fib (2007) descreve a fluência como sendo a deformação progressiva de um material sob a acção de cargas constantes e fornece uma curva explicativa deste fenómeno que relaciona a extensão total versus o tempo (Figura 2.9). Numa primeira fase, após uma deformação elástica inicial, a curva exhibe uma região de fluência onde a deformação aumenta bastante num curto período de tempo. A segunda fase da fluência é caracterizada por uma inclinação constante durante um longo período de tempo (região correspondente ao período de serviço da estrutura). Uma terceira fase é caracterizada pela acumulação de extensão e ocorre para elevados níveis de tensões.

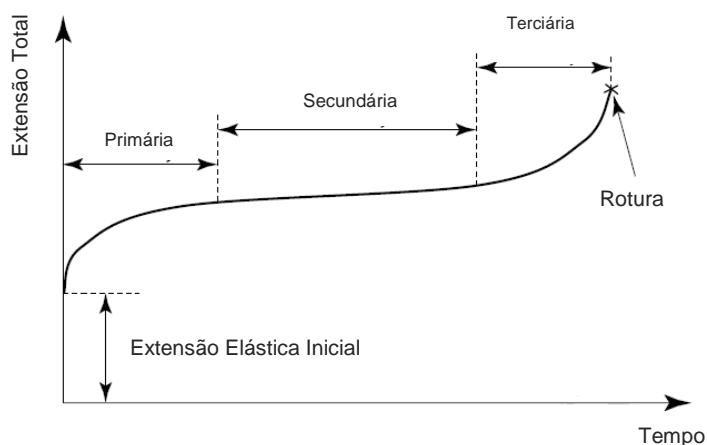


Figura 2.9. – Curva típica da extensão durante a deformação em fluência (Fib, 2007).

Os varões de FRP, quando sujeitos a uma carga constante ao longo do tempo, podem romper subitamente após um período de tempo designado por tempo limite de tolerância (*endurance limit*). Este período de tempo diminui com o aumento da razão entre a tensão prolongada e a resistência última a curto prazo podendo, também, diminuir sob a acção de condições ambientais adversas como a temperatura elevada, radiação ultra violeta, elevada alcalinidade, ciclos secos/ húmidos e ciclos de gelo/degelo.

A rotura em fluência está dependente do tipo, orientação e volume de fibras. Em geral, as fibras de carbono são menos susceptíveis à rotura em fluência, enquanto as fibras de aramida são moderadamente susceptíveis a este fenómeno, embora menos do que as fibras de vidro. Para evitar a rotura em fluência deve limitar-se, no dimensionamento, a tensão prolongada a 60% da resistência a curto prazo (Fib, 2007).

2.3.6.2. Relaxação

A relaxação caracteriza-se pela perda de tensão com o tempo quando o material é mantido sob uma extensão constante (Fib, 2007). A taxa de relaxação pode ser determinada dividindo a carga medida num ensaio de relaxação pela carga inicial, o que representa a percentagem de redução da carga versus o seu valor inicial após um determinado período de tempo. Resultados de ensaios mostram que quanto maior a temperatura maior a relaxação, sendo os varões de AFRP os mais afectados por este fenómeno (Fib, 2007).

2.3.6.3. Fadiga

A fadiga é um fenómeno que se caracteriza pela degradação da integridade do material resultante de repetidos carregamentos cíclicos. A danificação dos varões de FRP por fadiga é complexa devido a mecanismos de deterioração que ocorrem em diferentes partes, nomeadamente, fendilhação da matriz, rotura das fibras e iniciação da delaminação (Fib, 2007). O comportamento à fadiga de um FRP depende do comportamento dos seus constituintes e das propriedades da fibra/interface. De todos os compósitos de FRP, os CFRP são os que exibem menor tendência para sofrer rotura por fadiga. Fibras de vidro, como vidro-E e vidro-S não são, geralmente, propensas à rotura por fadiga.

Os factores ambientais têm uma influência importante no comportamento à fadiga das fibras de vidro devido à sua vulnerabilidade à humidade, álcalis, e soluções ácidas. A adição de deformações e nervuras influenciam o comportamento à fadiga dos varões de GFRP (ACI, 2006) uma vez que induzem concentrações locais de tensões.

2.3.7. COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO

2.3.7.1. Efeito da temperatura e do fogo

O uso de varões de FRP não é recomendado para estruturas em que a resistência ao fogo é essencial para manter a integridade estrutural pois, apesar de os varões estarem inseridos no betão e não arderem por falta de oxigénio, os polímeros perdem elasticidade com o calor (ACI, 2006). As elevadas temperaturas amolecem as resinas poliméricas provocando a diminuição das propriedades mecânicas e aumentando a susceptibilidade para a absorção de humidade (Fib, 2007).

Os varões de FRP não devem ser usados a temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea, T_g , porque, apesar de as fibras continuarem a suportar alguma carga na sua direcção, as propriedades à tracção do FRP diminuem devido à redução da aderência entre as fibras e a matriz (Juvandes, 1999; Juvandes *et al*, 2005). A aderência entre os varões de FRP e o betão está dependente das propriedades do polímero à superfície do varão. Para temperaturas próximas da T_g as propriedades mecânicas da matriz são reduzidas e esta já não é capaz de transferir as tensões do betão para as fibras. Segundo Karbhari *et al*. (2003) (Fib, 2007), para propósitos de projecto, é recomendado que os varões possuam uma temperatura de transição vítrea 30°C superior à máxima temperatura esperada no local da obra.

O colapso estrutural a elevadas temperaturas pode ocorrer se a ancoragem dos varões se perder devido ao amolecimento da matriz. Para que tal não aconteça, é necessário garantir que as elevadas temperaturas não atinjam a zona de ancoragem dos varões.

As baixas temperaturas actuando sobre os varões de FRP podem provocar o endurecimento e microfendilhação da matriz e a degradação da aderência entre fibra e matriz. Os ciclos de gelo/degelo associados a saís podem causar degradação na matriz devido à dilatação provocada pelos depósitos de saís (Fib, 2007).

Para estimar a temperatura a diferentes profundidades da secção de betão deve recorrer-se ao ACI 216R (ACI, 2006).

2.3.7.2. Efeito do calor de hidratação no varão de FRP

O calor no betão desenvolvido durante a hidratação do cimento depende de vários factores dos quais se destacam a dosagem, tipo e finura do cimento, o tipo de agregados, a temperatura ambiente entre outros. As propriedades mecânicas do varão de GFRP serão reduzidas se a temperatura no betão ultrapassar a temperatura de transição vítrea, T_g . Contudo, as elevadas temperaturas devidas a este processo são transitórias não sendo expectável qualquer efeito a longo prazo no desempenho da armadura de GFRP. Não obstante, uma nova cura da resina ocorre durante a hidratação do cimento, o que pode ser benéfico para as propriedades mecânicas do varão.

2.3.7.3. Durabilidade

Os varões de FRP são susceptíveis de alterarem a sua resistência e rigidez na presença de determinados ambientes tais como a água, exposição ultra violeta, elevada temperatura, soluções alcalinas ou ácidas, antes, durante e após a construção (ACI, 2006). Em geral, a matriz previne a deterioração das fibras fornecendo uma barreira contra o ataque destes ambientes externos agressivos. Contudo, existem factores que podem influenciar esta protecção tais como: a natureza do ambiente, tensão no compósito, temperatura, condição e qualidade do compósito.

A eficiência da resina depende da continuidade da sua superfície, daí que as extremidades cortadas dos varões de FRP e fibras expostas possam ser problemáticas em termos de durabilidade. Por conseguinte, a qualidade do compósito em termos de durabilidade pode ser avaliada pela ausência de fendas, a forma como as fibras estão envolvidas pela resina, a ausência de vazios, grau de cura da resina e a interface entre fibra e resina (Silva, 2008).

Para garantir a durabilidade é necessário, na escolha da resina, ter em atenção os seguintes aspectos: esta deve ser capaz de resistir ao ataque pelos álcalis e cloretos, deve possuir rigidez suficiente para resistir à micro fendilhação, ser suficientemente impermeável para resistir à penetração de agentes ambientais, ser fácil de aplicar para minimizar as variações de qualidade e ser compatível com as fibras para garantir boa aderência entre estas e a matriz.

A aderência FRP/betão pode ser influenciada pelo meio húmido e alcalino do betão uma vez que este pode afectar o polímero da resina e desta forma não garantir a transferência de esforços do betão para as fibras. A fissuração longitudinal do recobrimento do betão pode reduzir a aderência varão/betão daí que devam ser tomadas medidas para prevenir tal situação. A capacidade dos agentes químicos em atravessar o betão é também um factor importante que afecta a aderência varão/betão.

Seguidamente expõem-se os efeitos nocivos dos diferentes ambientes que afectam a durabilidade dos varões de FRP.

i) Efeito da água

A deterioração do polímero da resina ocorre quando as moléculas de água actuam como elemento plastificante da resina interrompendo as ligações de Van-der-Waals da cadeia do polímero. No seguimento deste fenómeno verificam-se alterações ao nível do módulo de elasticidade, da resistência, da extensão de rotura e da dureza, bem como um aumento dos esforços de dilatação que levam à fendilhação do polímero. Os indicadores usuais para a avaliação da durabilidade de um FRP sujeito à acção da água são a resistência à tracção e o módulo de elasticidade (Silva, 2008).

ii) Efeito dos cloretos

Os varões de CFRP no betão demonstram pouca degradação quando expostos a um ataque combinado dos cloretos e humidade. Relativamente aos varões de GFRP e AFRP, estes podem sofrer perdas até 50% da sua resistência e rigidez, exibindo relaxação na ordem dos 30% (Fib, 2007).

iii) Efeito dos álcalis

A elevada alcalinidade do betão protege os varões de aço criando uma película passiva. No entanto tal não acontece com os varões de GFRP. A velocidade de ataque dos álcalis aos varões de FRP depende da susceptibilidade das fibras a este ataque, da difusibilidade dos álcalis na resina, da qualidade da ligação da resina à fibra, da temperatura, da concentração dos álcalis (influenciada pelo tipo de cimento) e, finalmente, da mobilidade dos iões álcalis (influenciada pelo grau de saturação).

As fibras de carbono apresentam melhor resistência a este tipo de ataque quando comparadas com as restantes fibras sendo que as fibras de vidro revelaram ser as menos resistentes. A resina vinyl ester apresenta melhor resistência aos álcalis do que a resina epoxy.

O ACI (2004) e o JSCE (1997) propõem dois ensaios que permitem avaliar o comportamento dos varões de FRP quando sujeito a ambiente alcalino: “Accelerated test method for alkali resistance of FRP bars” e “Test Method For Alkali Resistance Of Continuous Fiber Reinforcing Materials” , respectivamente.

iv) Efeito da tensão prolongada

Os varões de FRP sujeitos a uma tensão de tracção prolongada inferior à tensão última a curto prazo podem estar sujeitos a uma rotura em fluência. Os varões de CFRP apresentam maior resistência enquanto os varões de GFRP e AFRP apresentam uma rotura em fluência para tensões relativamente baixas.

v) Efeito da radiação ultravioleta

Os raios ultravioleta podem afectar negativamente os materiais poliméricos (Fib, 2007). Os varões de FRP embebidos no betão não se encontram expostos a este tipo de radiação. No entanto, estes podem provocar degradação do polímero durante a fase de armazenamento. Em 1997, Kato *et al.* (Fib, 2007) avaliaram a acção dos raios ultravioleta nos varões de FRP e concluíram que os varões de CFRP não apresentaram qualquer redução na sua resistência à tracção, enquanto os varões de GFRP exibiram uma redução da resistência inferior à exibida pelos varões de os AFRP.

vi) Acção térmica

Este tipo de degradação pode ocorrer quando os constituintes apresentam diferentes coeficientes de dilatação térmica longitudinal e transversal, o que é importante para uma boa aderência. A resina vinyl ester apresenta uma degradação inferior à verificada pela resina poliéster (Fib, 2007). Ensaaios de aderência realizados por Katz *et al.* (1999) (Fib, 2007) demonstraram que a perda de aderência de todos os varões de FRP está dependente da temperatura de transição vítrea, T_g , da resina.

vii) Carbonatação

É pouco provável que a carbonatação afecte os varões de FRP, podendo mesmo aumentar a sua vida de serviço e a sua durabilidade uma vez que leva à redução do pH, ou seja, do meio alcalino, prejudicial a algumas fibras e polímeros.

viii) Ataque pelos ácidos

Sabe-se que o meio ácido deteriora o betão. Contudo, são necessários mais estudos para tirar conclusões sobre a sua acção nos varões de FRP.

2.4. VARÕES COMERCIAIS

2.4.1. INTRODUÇÃO

A presente secção tem como objectivo dar a conhecer o que tem sido feito relativamente aos requisitos dos materiais, à sua designação e aos produtos actualmente disponíveis em todo o mundo.

De todos os documentos analisados, apenas o documento italiano (CNR, 2007) avança com uma proposta de fichas técnicas para varões de FRP.

Relativamente à designação dos varões, apenas o documento do ACI (2006) avança com uma sugestão deste tema exibindo um exemplo esclarecedor. Este documento é também o único que apresenta uma tabela com os diâmetros nominais standardizados com as respectivas áreas.

Actualmente existem no mercado vários fabricantes de varões de FRP presentes nos continentes Americano, Asiático e Europeu. De notar que, em cada continente, existem diâmetros de varões diferentes não havendo, por vezes, correspondência de diâmetros.

2.4.2. REQUISITOS PARA AS FICHAS TÉCNICAS

Devido ao facto das fichas técnicas fornecidas pelos fabricantes conterem muita informação ou carecerem desta última procede-se, nesta secção, a um resumo das propriedades geométricas, físicas, mecânicas e outras consideradas indispensáveis para identificar e controlar os produtos e para efeitos de projecto.

i) Propriedades geométricas e físicas

As propriedades geométricas a considerar são o diâmetro nominal e a área equivalente determinados a partir de uma secção circular equivalente.

Relativamente às propriedades físicas devem ser consideradas: a cor do FRP; a percentagem de fibra na mistura; a densidade do varão; a temperatura de transição vítrea de forma a perceber o tipo de protecção ao fogo a dar ao varão, nomeadamente a espessura de recobrimento; o coeficiente de dilatação térmica; a condutibilidade eléctrica e magnética do varão que, neste caso, tem como requisito ser não condutor e não magnético; o tipo de acabamento superficial que, tal como foi referido anteriormente, faz variar substancialmente a aderência e a resistência ao corte do varão e que, actualmente, não se encontra standardizado havendo, no entanto, estudos nesse sentido.

No Quadro 2.6. apresentam-se as propriedades geométricas e físicas necessárias, bem como o respectivo método de ensaio e requisito quando existentes.

Quadro 2.6. – Requisitos para propriedades geométricas e físicas dos varões de FRP.

Característica	Método de ensaio	Requisito
Diâmetro nominal (mm)	ASTM D618	Corresponde ao diâmetro da secção circular equivalente
Área equivalente (mm ²)	ASTM D618	Corresponde à área da secção circular equivalente
Cor	-	s/i
Percentagem de fibra na mistura (%)	ISO 11667	50%≤valor≤70%
Densidade (g/cm ³)	ISO 1183-1	s/i
Temperatura de transição vítrea (°C)	ISO 11357-2 (DSC) ASTM E 1640 (DMA)	>95°C

Quadro 2.6. – Requisitos para propriedades geométricas e físicas dos varões de FRP (continuação).

Característica	Método de ensaio	Requisito
Coeficiente de dilatação térmica ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	ISO 11359-2 ASTM E 831/D696	Valor de referência em CNR (2007)
-longitudinal (α_L)		
-transversal (α_T)		
Condutibilidade eléctrica	-	Não condutor
Magnetismo	-	Não magnético
Tipo de acabamento superficial	Em estudo (ACI, 2004)	Ver Capítulo 3

ii) Propriedades mecânicas e outras

As propriedades mecânicas a considerar dividem-se em propriedades a curto prazo e propriedades a longo prazo. As propriedades mecânicas a curto prazo a considerar são a resistência, módulo de elasticidade e extensão na rotura à tracção longitudinal, a resistência ao corte e a aderência ao betão. As propriedades mecânicas a longo prazo consideradas importantes são a fadiga, fluência e a relaxação. No Quadro 2.7. reúnem-se os principais requisitos para estas propriedades.

Outras propriedades a considerar são a reciclagem, a reacção ao fogo e a resistência química. Relativamente à reciclagem, apenas o fabricante alemão especificou, na sua ficha técnica, a classe do varão de FRP de acordo com a classificação LAGA, correspondendo a classificação Z0 a “resíduo não perigoso”. Não foi encontrada a classificação dos varões relativamente à reacção ao fogo. Contudo, o mesmo fabricante alemão de varões de GFRP refere que, um varão exposto directamente a uma chama pode incendiar-se e arder até perder todas as substâncias inflamáveis sendo necessário, para o evitar, aumentar a espessura de recobrimento ou revestir o varão com produtos resistentes ao fogo quando existe risco de ocorrência deste último. Por conseguinte, deve ser atribuída uma classificação de reacção ao fogo do varão de FRP de acordo com a Euroclasse. A resistência química apenas foi mencionada pelo produtor alemão sendo muito importante para a durabilidade, uma vez que o varão está sujeito a diversos ambientes agressivos nomeadamente o meio alcalino do betão.

Quadro 2.7. – Requisitos para propriedades mecânicas e outras dos varões de FRP.

Característica	Método de ensaio	Requisito
Resistência à tracção longitudinal (MPa)	ISO 527-4,5 Ensaio (B.2.) / ACI (2004)	$\geq 400 \text{ MPa}$ (1)(2)
Módulo de elasticidade à tracção longitudinal (GPa)	ISO 527-4,5 Ensaio (B.2.) / ACI (2004)	GFRP $\geq 35 \text{ GPa}$ AFRP $\geq 65 \text{ GPa}$ CFRP $\geq 100 \text{ GPa}$ (1)(2)
Extensão na rotura à tracção longitudinal (%)	ISO 527-4,5 Ensaio (B.2.) / ACI (2004)	$\geq 0.5\%$ (2)
Resistência ao corte	Ensaio (B.4.) / ACI (2004)	Em estudo

Quadro 2.7. – Requisitos para propriedades mecânicas e outras (continuação).

Característica	Método de ensaio	Requisito
Aderência ao betão	Ensaio (B.3.) / ACI (2004)	Em estudo
Fadiga	Ensaio (B.7.) / ACI (2004)	Em estudo
Fluência	ISO 899-1 Ensaio (B.8.) / ACI (2004)	Em estudo
Relaxação	Ensaio (B.9.) / ACI (2004)	Em estudo
Reciclagem	Segundo LAGA	Classe Z0
Reacção ao fogo	-	Euroclasse
Resistência Química	Ensaio (B.6.) / ACI (2004)	Muito boa

(1) Proposto pelo CNT-DT 203; (2) Proposto pelo ACI.1R-06.

iii) Proposta de identificação do varão

Os varões de aço têm uma classificação a partir da qual se consegue perceber a classe de resistência e a geometria da superfície do varão. Com o intuito de identificar os diferentes tipos de varões de FRP, tal como acontece com o aço, o ACI (2006) propõe que cada produtor deve fornecer a seguinte informação na embalagem:

- Símbolo para identificar o produtor;
- Letra a indicar tipo de fibra (A-aramida, G-vidro, C-carbono ou H-híbrido) seguido do número correspondente ao diâmetro nominal de acordo com ASTM;
- Marca a designar o nível de resistência à tracção;
- Marca a designar o módulo de elasticidade;
- No caso da secção de varão ser diferente da secção standardizada deve haver referência ao diâmetro exterior;
- Grau de aderência quando há informação;

No seguimento do acima descrito refere-se o exemplo presente no ACI (2006) sendo que, para a Europa se devem usar as unidades do Sistema Internacional que se encontram entre parênteses:

- G#4 - F100 - E6.0 - 0.63

- representa o símbolo do fabricante;
- G#4 representa o varão de fibra de vidro No. 4 [12mm];
- F100 representa o nível de resistência à tracção de pelo menos 100ksi ($f_{fu}^* > 100\text{ksi}$) [689MPa];
- E6.0 representa o nível de módulo de elasticidade de pelo menos 6000ksi [41GPa];
- 0.63 representa, no caso de um diâmetro fora dos diâmetros standardizados, a máxima dimensão exterior do varão, em polegadas [mm].

iv) Varões rectos e dobrados

Os varões rectos são cortados em fábrica. O fabricante alemão refere que os varões são fornecidos em comprimentos de 10, 12 e 14m.

Os varões de FRP, feitos de resina termoendurecível, devem ser dobrados antes da cura completa da resina uma vez que, após esta, não é possível dobrar o varão devido à sua inflexibilidade. O aquecimento do varão para efectuar a dobra, após a cura da resina, não é permitido uma vez que leva à degradação da resina devido à destruição dos ligamentos cruzados formados até então. A resistência dos varões dobrados depende do tipo de fibra, da técnica de dobragem e tipo de resina usada e deve ser determinada com base no ensaio sugerido pelo ACI (2004) (B.5) “Test method for strength of FRP bent bars and stirrups at bend locations”. Nos varões onde a resina não está, ainda, totalmente curada é possível fazer a dobragem. No entanto, esta deve ser realizada com base nas especificações sugeridas pelo fabricante evitando ângulos rectos e a danificação das fibras.

2.4.3. PRODUTOS ACTUAIS

Após uma descrição das propriedades e requisitos dos varões procedeu-se a uma pesquisa exaustiva dos varões comercialmente disponíveis, tendo sido identificados cinco fabricantes. Os fabricantes, como seria de esperar, encontram-se nos países onde a aplicação dos varões é de tal forma desenvolvida que já incrementaram propostas de “Guidelines”. A informação sobre a fibra, produtor e designação do varão, bem como o país de origem, encontra-se disponível no Quadro 2.8.

Quadro 2.8. – Varões comercialmente disponíveis.

Referência	Fibra	Produtor	País	Representação em Portugal
ASLAN 100	GFRP	Hughes Brothers	EUA	BIU Internacional
ASLAN 200	CFRP			
ARAPREE	AFRP	SIREG	Itália	s/r
CARBOPREE	CFRP			
GLASSPREE	GFRP			
COMBAR	GFRP	SHOECK	Alemanha	s/r
FIBRA ROD	AFRP	FIBEX	Japão	s/r
CARBON V-ROD	CFRP	PULTRALL	Canadá	s/r
V-ROD	GFRP			

s/r – sem representação

As principais fichas técnicas dos varões de FRP estão reunidas no Anexo A1. Após uma breve comparação das propriedades fornecidas nessas fichas e dos requisitos acima descritos conclui-se que as fichas técnicas apresentam-se incompletas. De uma forma geral, todos os fabricantes fornecem as propriedades geométricas com excepção da cor dos varões. Relativamente às propriedades físicas acima exigidas, a ficha técnica da COMBAR é a que se encontra mais completa, faltando apenas a percentagem de fibra na mistura e o tipo de acabamento de superficial. As propriedades mecânicas a curto prazo estão presentes em todas as fichas técnicas à excepção da resistência ao corte, presente apenas nas fichas técnicas da COMBAR, ASLAN e V-ROD, e da aderência ao betão, presente apenas na Aslan e na V-ROD. As propriedades mecânicas a longo prazo não estão presentes em nenhuma ficha técnica, com excepção da ASLAN que faz apenas referência à fluência. Finalmente, as outras

propriedades como a reciclagem, a reacção ao fogo e a resistência química não são mencionadas em nenhuma ficha técnica exceptuando a da COMBAR, onde existe a referência à classificação LAGA.

Em suma, é necessária uma uniformização das propriedades necessárias para identificar os varões e para efeitos de projecto a apresentar nas fichas técnicas por todos os fabricantes. Deve ainda existir uma forma de identificar os varões que poderá assumir a configuração anteriormente descrita (item 2.4.2.).

2.5. SITUAÇÃO EM PORTUGAL

Portugal apresenta-se como um principiante nesta temática, realçando-se o despoletar dos primeiros projectos de investigação com o intuito de compreender o comportamento do betão armado com varões de FRP.

Em 2006, foi realizada uma monografia por alunos do Instituto Superior Técnico com o título “Betão com varões de Fibra” (Santos *et al*, 2006). Deste, perceberam-se aspectos como as vantagens e desvantagens do uso de varões de GFRP, o que está disponível no mercado e quais as particularidades presentes no projecto de estruturas de betão armado com este tipo de varões.

Em 2008, no âmbito do Encontro Nacional de Betão Estrutural, foi apresentado o artigo Pereira *et al* (2008) sobre um programa de investigação em curso na Universidade do Minho, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil em parceria com o Departamento de Engenharia Têxtil. O objectivo deste projecto é o de investigar o uso de varões de FRP, produzidos através do entrançamento de fibras que originam uma superfície rugosa numa única fase de produção, no campo da construção civil.

Sublinhe-se que, os varões ASLAN estão representados no nosso país pela BIU Internacional (BIU, 2009), marca esta com produção significativa nos EUA. Nesse sentido, a BIU é pioneira porque proporciona a distribuição dos varões a custos mais razoáveis do que a directa importação e contribui com material para a investigação.

Existe, ainda, uma empresa portuguesa, a Alto – Perfis Pultrudidos, Lda, que se dedica à produção de varões de GFRP lisos, mas que não são para a construção.

No entanto, mesmo com a conjuntura acima descrita o uso deste tipo de varões não é pacífico. A falta de conhecimento tecnológico sobre as suas propriedades e potencialidades, a falta de distribuição de outros tipos de varões no nosso país de forma a reduzir custos de transporte, a inexistência de regulamentação para projecto e os elevados custos continuam a inviabilizar o recurso a esta técnica, mesmo em situações especiais onde a aplicação deste tipo de varões se revela mais vantajosa. Refira-se a utilização em obras onde a exigência é a elevada resistência à corrosão ou a neutralidade electromagnética, em que as empresas optam por soluções como o revestimento do aço comum, a galvanização do aço (menos corrente) ou mesmo o uso de aço inoxidável.

O próximo Congresso Nacional de Mecânica Experimental, a realizar em 2010, na Universidade do Minho, deverá reflectir o arranque de novos projectos de investigação a desenvolver no Instituto Superior Técnico de Lisboa (IST), na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (no âmbito do LABEST) e na Universidade do Minho, com vista a esclarecer muitas das dúvidas existentes relativas a esta técnica e de potenciar desenvolvimentos futuros com base nas conclusões por eles obtidas.

2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Actualmente, os varões de FRP podem ser constituídos por diversos tipos de fibras e resinas, apresentando, cada uma delas, as suas vantagens e desvantagens.

Os actuais processos de fabrico dos varões de FRP são a pultusão, o entrançamento e tecelagem conferindo, cada um deles, uma superfície exterior diferente ao varão de FRP.

Os varões são anisotrópicos, exibindo uma elevada resistência na direcção das fibras. Por conseguinte, o elevado desempenho destes varões depende muito da direcção do carregamento.

As propriedades geométricas, nomeadamente o tratamento da superfície, são de especial importância pois exibem um papel activo na aderência betão-varão. Actualmente não existe uma classificação estandardizada sendo necessários novos desenvolvimentos nesse sentido.

Das propriedades físicas importa salientar o reduzido peso dos varões de FRP, face aos varões de aço. Tal facto tem implicações benéficas no transporte, no manuseamento e na montagem.

As propriedades mecânicas dos varões de FRP dependem das propriedades e distribuição dos constituintes (fibras e matriz) e do seu volume, da sua interacção química e física e do processo de fabrico e controlo de qualidade. As diversas propostas de “Guidelines” desaconselham a utilização destes varões em compressão. Relativamente ao corte, estes exibem uma resistência relativamente baixa a esforços de corte perpendiculares à orientação das fibras. Importa realçar que não existe consenso nos documentos analisados relativo à determinação dos valores das propriedades mecânicas a curto prazo. Para o JSCE (1997), estes valores correspondem aos valores característicos definidos como o valor mínimo da maioria dos resultados dos ensaios com garantia de ser ultrapassado. Já o ACI (2006) define que os valores das propriedades mecânicas a curto prazo devem ser obtidos através da média dos valores de ensaios subtraída de três vezes o desvio padrão. Esta diferença, deve-se ao facto da filosofia de dimensionamento do ACI (2006) não contemplar a redução das propriedades dos materiais.

O comportamento a longo prazo dos varões de FRP que maior destaque recebe dos demais “Guidelines” é o comportamento ao fogo e a elevadas temperaturas. Estas propostas preconizam que não é recomendado o uso de varões de FRP em estruturas onde a resistência ao fogo é essencial à sua integridade. Ainda neste ponto, a questão da durabilidade é abordada pelo Fib (2007) com referência a diversos ambientes agressivos, sendo que, o comportamento dos varões de FRP, face a algumas agressões, necessita de ser melhor estudado.

Em suma, conseguiu-se reunir informação suficiente para caracterizar os varões em termos geométricos, físicos e mecânicos ao ponto de se elaborarem requisitos específicos para as fichas técnicas. Neste sentido, no item 2.4.2. foram elaborados quadros resumos das propriedades geométricas, físicas, mecânicas e outras mais relevantes.

A pesquisa de mercado dos produtores de varões de FRP permitiu concluir que estes se encontram em países onde já existem propostas de “Guidelines” para o dimensionamento de estruturas de betão armado com varões de FRP, nomeadamente, nos Estados Unidos da América (ASLAN), no Canadá (V-ROD), no Japão (FIBRA), na Alemanha (COMBAR) e na Itália (GLASSPREE). Nestes locais, à excepção do Japão, os varões de fibra de vidro (GFRP) são os mais utilizados. Esta situação é demonstrada pela elevada informação existente relativa a estes varões, em detrimento dos varões de fibra de carbono (CFRP) e de fibra de aramida (AFRP).

O presente capítulo foi finalizado com o estado actual dos conhecimentos desta técnica em Portugal. Conclui-se que o nosso país parece estar a despertar para a investigação nesta área.

3

BETÃO ARMADO COM FRP

3.1. INTRODUÇÃO

Face à importância descrita na literatura técnica internacional, neste capítulo procurou ter-se como objectivo principal a análise do comportamento das estruturas executadas em betão armado com varões de FRP.

Primeiramente, reúnem-se os aspectos mais importantes em torno da análise do comportamento de vigas e lajes armadas com FRP sujeitas à flexão e ao corte, bem como a importância do desenvolvimento da aderência betão-FRP.

Seguidamente, procede-se à revisão actual dos modelos de verificação de segurança para dimensionamento vistos pela perspectiva geral das principais propostas de “Guidelines” nesta área, nomeadamente, o documento do ACI (2006), do Fib (2007), do JSCE (1997) e menos segundo a recente publicação do CNR (2007).

Para finalizar o capítulo, no sentido de resumir os diversos aspectos presentes no mesmo, elabora-se um quadro resumo dos procedimentos para projecto de forma a facilitar a percepção dos aspectos e requisitos importantes para dimensionamento.

3.2. COMPORTAMENTO GERAL

De um modo geral, os autores de trabalhos de investigação sobre análise do comportamento de estruturas de betão armado com varões de FRP referem que este se aproxima do comportamento corrente de elementos de betão armado com varões de aço (ACI, 2006; Fib, 2007; CNR, 2007). Contudo, todos eles referem alguns aspectos a reter que resultam das diferenças de comportamento dos varões de FRP face aos equivalentes em aço.

Nesta análise, devem estar sempre presentes as propriedades dos varões de FRP que irão condicionar o desempenho dos elementos estruturais de betão armado, nomeadamente, o facto de serem materiais anisotrópicos, apresentarem resistência na direcção das fibras, exibirem um comportamento linear elástico até à rotura (sem reserva plástica) e ainda apresentarem um valor do módulo de elasticidade na direcção das fibras inferior ao do aço.

Assim, no sentido de perceber as diferenças de comportamento entre os elementos de betão armado com varões de FRP e com varões de aço procede-se, seguidamente, a uma descrição do comportamento à flexão, ao corte e da aderência betão-varão de FRP. Nos diferentes comportamentos

especificam-se os modos de ruína expectáveis de forma a obter-se uma melhor percepção dos pressupostos de dimensionamento.

3.2.1. À FLEXÃO

Dependendo do modo de ruína atingido, geralmente, o comportamento de vigas de betão armado com FRP apresenta o desenvolvimento ilustrado nas duas imagens da Figura 3.1., quer em termos de diagrama carga vs flecha (Wegian *et al*, 2005) quer na forma momento vs curvatura (ACI, 2006). Demarca-se uma fase inicial linear até à abertura da 1ª fenda, idêntica ao do betão clássico, seguindo-se uma deformação acentuada da secção, face ao baixo módulo de elasticidade do FRP. Com o aumento de carga, a peça responde com uma relação linear carga vs deformação até ocorrer a ruína. Este último ramo não exhibe deformação plástica como ocorre com o aço, após este atingir a extensão de cedência do material. A diferença de inclinação ilustrada nos últimos ramos das secções com varões de FRP (Figura 3.1.b) deve-se ao facto das secções consideradas possuírem diferentes percentagens de armadura. De notar que o ramo da curva 2 e 4 apresentam praticamente a mesma inclinação apesar de uma secção possuir mais armadura do que a outra. Esta situação deve-se ao facto de a secção com menos percentagem de armadura ser armada com varões de CFRP ($E \approx 150$ GPa), que possuem um módulo de elasticidade muito superior ao exibido pelos varões de GFRP ($E \approx 40$ a 50 GPa).

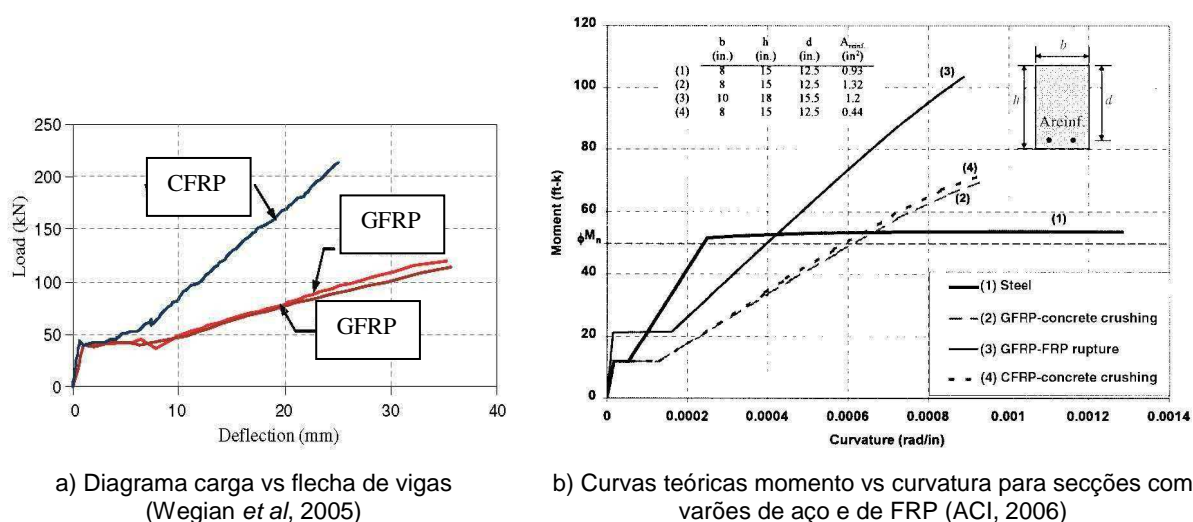


Figura 3.1. – Comportamento à flexão de elementos de betão armado com FRP.

Modos de Ruína

Existem dois modos de ruína de elementos armados com FRP: a rotura da armadura do FRP e o esmagamento do betão. A rotura do FRP é repentina e catastrófica (ACI, 2006). Contudo, há aviso de rotura iminente na forma de extensa fendilhação e de grande deformação devido à extensão experimentada pela armadura de FRP. O esmagamento do betão é o modo de ruína mais desejável para os elementos armados com varões de FRP sujeitos à flexão (ACI, 2006), pois exibem algum comportamento plástico antes da rotura. Existe ainda um outro modo de ruína possível referente à perda de aderência betão-FRP. Este tipo de rotura ocorre quando a tensão que se consegue mobilizar para garantir a aderência é inferior à tensão máxima actuante na armadura em Estado Limite Último. Por outras palavras, a aderência limita a tensão que se consegue mobilizar no varão, sendo necessárias modificações na determinação do momento resistente (item 3.3.5.1).

Quando a resistência da armadura é totalmente utilizada considera-se que a secção se encontra sub-armada, ou seja, a percentagem de armadura necessária para resistir aos esforços actuantes é inferior à percentagem de armadura equilibrada. Neste caso, o modo de ruína esperado é a rotura do FRP. Quando a resistência da armadura não é completamente utilizada, ou seja, a percentagem de armadura necessária para resistir aos esforços actuantes é superior à percentagem de armadura equilibrada, a secção encontra-se sobre-armada. Desta forma, o modo de ruína expectável é o esmagamento do betão.

O rácio resistência/rigidez é, no caso do FRP, muito superior ao exibido pelo betão conduzindo a uma profundidade do eixo neutro, numa secção equilibrada, muito próxima da superfície. Tal situação implica que, nas secções equilibradas onde a máxima resistência do compósito é utilizada, grande parte da secção esteja sujeita à tracção. Como resultado são esperadas deformações muito superiores e um gradiente de extensões na zona de compressão do betão superior ao exibido nos elementos armados com aço.

Devido à grande diferença de rigidez entre a secção fendilhada e a não fendilhada, é expectável que a tensão na armadura varie substancialmente de uma secção para a outra. Isto resultará numa elevada superfície sujeita a tensão de corte que exige uma elevada capacidade de aderência e que pode levar a um excessivo escorregar à volta da fenda. Caso os mecanismos de aderência entre o betão e o varão colapsem, a perda de aderência betão-FRP conduz à ruína do betão armado. Sublinhe-se que, aos modos descritos nesta secção se devem adicionar os específicos dos efeitos do corte a expor no próximo ponto.

Face aos tipos de ruína descritos, ao desenvolvimento de grandes deformações e ao comportamento elástico até à ruína do FRP, deve ter-se presente as seguintes medidas:

- Para compensar a falta de ductilidade o elemento armado com FRP deve possuir uma elevada reserva de resistência, logo a margem de segurança sugerida é então muito maior do que a usada em betão armado com aço (Fib, 2007);
- O uso de betão de elevada resistência permite melhorar o aproveitamento da elevada resistência dos FRPs e aumentar a rigidez da secção fendilhada. Contudo, a fragilidade deste tipo de betão pode reduzir a deformabilidade do elemento sujeito à flexão (ACI, 2006);
- De modo a reduzir a elevada deformação por flexão a que são conduzidas as estruturas, sugere-se a aplicação de pré-esforço nos varões de FRP, com consequente aumento de dificuldade na execução e custos de realização (Fib, 2007);
- De forma a combater o comportamento não plástico da armadura de FRP foram avançadas diferentes soluções possíveis: o confinamento do betão na zona de compressão de forma a aumentar a ductilidade; uso de FRPs híbridos ou a combinação de varões de FRP com diferentes características, rompendo a diferentes extensões, de forma a criar uma pseudo-ductilidade; uso de FRP com uma rotura plástica da aderência de forma a desenvolver um comportamento pseudo-plástico; ou a combinação de aço e de FRP, com o FRP à superfície do betão e o aço mais no interior (Fib, 2007).

3.2.2. AO CORTE

O comportamento ao corte de elementos de betão armado é um fenómeno complexo que depende do desenvolvimento de mecanismos de resistência internos, cuja intensidade e combinação são temas de discussão na comunidade científica (EC 2, 2004). Reconhece-se, contudo, que a resistência ao corte é determinada pela contribuição da zona comprimida do betão não fendilhado, da interligação mecânica do agregado, do corte da armadura por “dowel action” e, quando existir, da armadura de esforço transversal. O progresso destes mecanismos básicos depende das características do betão, das

propriedades do material que constitui a armadura de reforço e do tipo de interacção entre estes dois no elemento estrutural.

O activar dos referidos mecanismos de resistência ao corte depende sobretudo das seguintes características do FRP (consultar Capítulo 2): valor relativamente baixo do módulo de elasticidade; resistência transversal ao corte baixa; elevada resistência última, sem plastificar; resistência à tracção de varões dobrados ser consideravelmente inferior à dos varões rectos; e natureza anisotrópica do compósito.

A profundidade da zona comprimida de uma peça de betão armado determina a sua resistência ao corte. Contudo, está dependente das propriedades da armadura longitudinal. Os elementos de betão armado com aço deterioram-se muito rapidamente sob a acção de esforços de corte quando a extensão de plastificação da armadura à flexão é atingida uma vez que, a profundidade do eixo neutro reduz rapidamente, ou seja, a área comprimida é menor (Fib, 2007). Nos elementos armados com varões de FRP tal comportamento não se verifica. Após a fendilhação, devido à menor rigidez axial dos varões de FRP, a área de betão comprimida é consideravelmente menor do que a exibida por idênticos elementos de betão armado tradicional e, à medida que a extensão dos varões de FRP aumenta, a área de compressão não diminui. Devido à não linearidade das características de betão comprimido, a área de betão sujeita à compressão aumenta e a resistência ao corte é influenciada numa forma menos profunda. Embora seja esperada uma menor resistência ao corte e fendas mais largas por parte dos elementos de betão armado com FRP, a degradação devida à extensão crescente dos varões é menos rápida (Figura 3.2a).

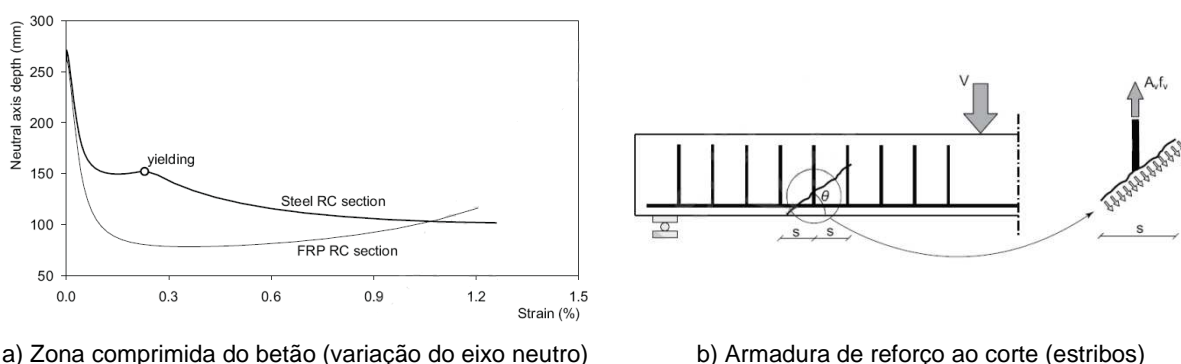


Figura 3.2. – Dois mecanismos que contribuem para a resistência ao corte (Fib, 2007).

É expectável que a resistência ao corte fornecida pela interligação mecânica do agregado seja muito reduzida.

O termo “dowel action” refere-se à combinação da resistência à tracção do betão, em volta da armadura longitudinal, da resistência à flexão e da resistência ao corte dos varões. Quando se usa armadura de FRP à flexão a resistência ao corte oferecida pelo efeito “dowel action” pode ser desprezada devido à reduzida rigidez axial dos materiais de FRP.

A forma mais comum de aumentar a resistência ao corte é o recurso a estribos, permitindo a transferência das forças através das fendas inclinadas, não só para os estribos mas também para o betão fendilhado (Figura 3.2. b).

A armadura de corte é mobilizada apenas na zona de tracção da viga e a sua contribuição para a resistência global ao corte depende da tensão máxima mobilizável pela armadura. Quando a armadura de corte é em aço, esta tensão corresponde à sua tensão de plastificação. No caso do FRP, cujo

comportamento é linear até à rotura, considera-se que a tensão é dependente da aderência e da deformação do varão. Uma vez que os varões de FRP vêm a sua resistência largamente reduzida depois de dobrados (o estribo é normalmente dobrado), a tensão resistente a considerar no dimensionamento corresponde à resistência do varão dobrado. A redução da tensão que ocorre nos cantos dos varões de FRP depende do comprimento de embebimento, do diâmetro, do tipo de compósito, das propriedades de aderência e do tipo de ancoragem usada. Investigadores recomendam uma tensão máxima de 40% a 50% da tensão máxima do compósito (Fib, 2007).

Em termos gerais, os comités científicos recomendam limitar a extensão e a tensão no FRP para prevenir a rotura ao corte devido à fractura do compósito.

Modos de Ruína

O colapso das estruturas devido a modos de ruína por corte é sempre precedido da formação de fendas inclinadas relativas ao eixo longitudinal do elemento. Estas fendas podem resultar numa das duas ruínas tipo (ACI, 2006): rotura por corte-tracção (rotura da armadura de corte de FRP); rotura por corte-compressão (esmagamento das escoras do betão). O primeiro modo é mais frágil e resulta em maiores deformações sendo que, o segundo apenas depende das características do betão. Resultados experimentais têm demonstrado que os modos de ruína dependem do indicador da armadura de corte $\rho_{fv}E_f$, em que ρ_{fv} é o rácio da armadura de corte, $A_{fv}/b_w s$. Assim que o valor de $\rho_{fv}E_f$ aumenta, a resistência ao corte aumenta e o modo de ruína passa da rotura por tracção do FRP para o esmagamento do betão, ou seja, com o aumento da rigidez da armadura longitudinal e da armadura de corte o modo de ruína passa da rotura do FRP para o esmagamento das escoras.

Segundo o estudo de Nagasaka *et al* de 1993 (ACI, 2006), o modo de ruína por tracção da armadura é expectável quando a resistência ao corte do betão, V_c , é inferior a $0.18f'_c b_w d$. Por seu lado, o modo de ruína por esmagamento das escoras ocorre quando V_c excede $0.3f'_c b_w d$.

3.2.3. ADERÊNCIA BETÃO-VARÃO FRP

A chave do desempenho do efeito compósito entre o betão e o FRP está na mobilização da aderência entre o betão e os varões de FRP, para assegurar-se a transferência de esforços entre ambos.

O mecanismo de aderência dos varões de FRP difere do equivalente que se desperta em torno dos varões de aço. Nos segundos, a interacção de aderência nasce primeiro da acção mecânica das nervuras do varão sobre o betão envolvente. Esgotada a tensão de tracção do betão, o efeito mecânico propicia a formação das primeiras fendas, espalhadas pelo substrato do betão. Posteriormente, múltiplas fendas secundárias, com direcção inclinada, despertam-se das nervuras ao longo do varão, entre as fendas principais. Relativamente aos varões de FRP, por apresentarem baixo módulo de elasticidade e ondulação superficial (depende do tipo de acabamento superficial do varão), o mecanismo de aderência tem mais carácter friccional do que no aço. Este facto conduz a que a rotura por aderência seja, geralmente, originada por ruína parcial do betão com dano superficial no FRP, em contrapartida com a ruína por esmagamento do betão entre nervuras no caso dos varões de aço.

Segundo o documento do Fib (2007), a análise do mecanismo de aderência pode ser interpretada por modelos constitutivos agrupados em três níveis: macro-modelos (se representam a resposta do elemento na escala global); micro-modelos (se representam efeitos específicos dos mecanismos de aderência); e meso-modelos (se enquadram entre as escalas dos dois modelos anteriores). Exemplos dos modelos descritos são: modelo de “tension stiffening” do betão (macro-modelo); modelo de transferência de tensão da zona entre nervuras da armadura para o betão (micro-modelo); ensaios de “pull-out” ou de tracção directa (meso-modelo).

A Figura 3.3.a ilustra as componentes da tensão de aderência em torno de um varão nervurado de FRP, com particular incidência na importância da resistência à fricção entre a nervura e o betão. A componente horizontal da resultante das tensões representa a “resistência efectiva à aderência” (Hao et al, 2008). A investigação neste domínio aponta para que se avalie experimentalmente essa resistência efectiva através de ensaios de “pull-out”, pelo facto de envolver simultaneamente o contributo da forma e geometria do varão e a classe do betão de ancoragem (Figura 3.3.b).

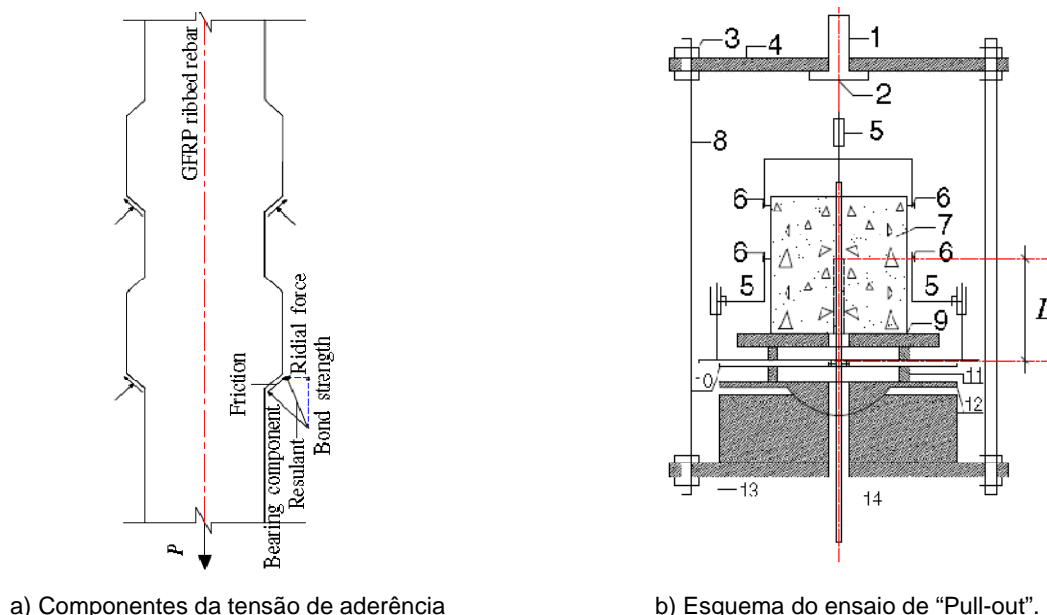


Figura 3.3. – Interpretação da aderência betão-FRP (Hao *et al*, 2008).

3.3. REVISÃO DE MODELOS DE DIMENSIONAMENTO

O sucesso de uma técnica nova como a do betão armado com varões de FRP, requer o desenvolvimento de especificações dos produtos, ensaios normalizados (consultar Capítulo 2) e de critérios de dimensionamento, processo esse cuja conclusão poderá exigir muitos anos de pesquisa.

Actualmente, a investigação deu origem a alguns documentos (em fase experimental) contendo orientações para projecto onde se destacam (por ordem cronológica):

- Japan Society of Civil Engineers (JSCE) - Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials (Japão) (JSCE, 1997);
- Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS) - ISIS Design Manual No. 3: Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers (Canadá) (ISIS, 2001);
- American Concrete Institute (ACI) - 440.3R-04: Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures (Estados Unidos da América) (ACI, 2004);
- American Concrete Institute (ACI) - 440.1R-06: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (Estados Unidos da América) (ACI, 2006);
- Federation Internationale de Beton (Fib) - fib bulletin n°40: FRP Reinforcement in RC Structures (versão provisória) (Europa) (Fib, 2007);
- Italian National Research Council (CNR) - CNR-DT 203/2006: Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fibre-Reinforced Polymer Bars (Itália) (CNR, 2007).

Nestes documentos, constata-se que as recomendações para dimensionamento passam pela adaptação dos actuais códigos de verificação de segurança para estruturas de betão armado clássico (com varões de aço) aos novos estados limites de cálculo (último e de serviço) do betão com varões de FRP. As alterações são resultado das propriedades mecânicas do compósito FRP e do seu efeito no comportamento frágil da ligação betão-FRP.

Nos próximos itens, procura-se analisar os principais procedimentos de dimensionamento à flexão simples segundo as propostas dos documentos do ACI (2006), do Fib (2007) e do JSCE (1997), de modo a compreender-se a técnica e a proceder-se à exemplificação dos procedimentos de cálculo, para projecto.

3.3.1. DISPOSIÇÕES RELATIVAS AO FRP

A escolha dos materiais é essencial para a obtenção dos valores das suas propriedades de modo a avançar-se no dimensionamento de um elemento estrutural. O Projectista necessita dos valores característicos das propriedades dos materiais (betão, aço, FRP) e os respectivos coeficientes parciais de segurança, para atender à dispersão no valor das propriedades a curto prazo e também à provável alteração dessas propriedades ao longo da vida útil do elemento reforçado. Em relação ao betão e ao aço (armaduras ordinárias) os coeficientes parciais a considerar estão definidos nos códigos de betão armado em vigor. Para os compósitos de FRP expõem-se em seguida as várias propostas em conformidade com os requisitos expostos no Capítulo 2.

3.3.1.1. De acordo com o ACI

As propriedades dos materiais fornecidas pelos fabricantes devem ser consideradas como propriedades a curto prazo que, devido à exposição a longo prazo a diferentes tipos de ambiente, devem ser reduzidas de acordo com o tipo e nível de exposição ambiental antes de serem usadas nas equações de cálculo. A resistência de cálculo à tracção pode, assim, ser determinada pela Equação 3.1:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (3.1.)$$

Nesta equação, C_E representa o factor de redução ambiental para vários tipos de fibra e condições de exposição (Quadro 3.1).

A extensão de rotura de cálculo é dada por:

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (3.2.)$$

Quadro 3.1. – Factor de redução para diversos tipos de fibras e condições de exposição (C_E).

Condições de exposição	Tipo de fibra	Factor de redução ambiental
Betão não exposto ao tempo e a terra	Carbono	1.0
	Vidro	0.8
	Aramida	0.9
Betão exposto ao tempo e a terra	Carbono	0.9
	Vidro	0.7
	Aramida	0.8

O módulo de elasticidade de cálculo é o mesmo que o fornecido pelo fabricante como a média dos módulos elásticos de uma amostra de provetes ($E_f = E_{f,ave}$).

Os valores apresentados no Quadro 3.1. são conservativos e dependem da durabilidade de cada tipo de fibra. Os factores de redução apresentados incluem também o efeito da temperatura (T_g).

A resistência à tracção dos varões de FRP dobrados é dada por:

$$f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3 \right) f_{fu} \leq f_{fu} \quad (3.3.)$$

Esta equação foi adaptada pelo ACI (2006) a partir das recomendações de projecto do JSCE (1997). A tensão desenvolvida pela porção dobrada do varão de GFRP é influenciada pelo rácio entre o raio de curvatura e o diâmetro do varão, rb/db , o comprimento da cauda e a resistência do betão.

Para uma determinação alternativa da redução de tensão devido a dobragem os fabricantes devem fornecer resultados baseados na metodologia do ACI (2004).

3.3.1.2. De acordo com o Fib

O valor de cálculo da resistência à tracção de um FRP é obtido a partir da tensão característica dividida pelo factor do material e um coeficiente que está ligado aos vários parâmetros ambientais e que depende da severidade dos ambientes de exposição, como a seguir se mostra:

$$f_{fd} = f_{fk0} / (\eta_{env,t} \gamma_f) \quad (3.4.)$$

i) Factor ambiental de redução da resistência ($\eta_{env,t}$)

O factor ambiental de redução da resistência é a razão entre a resistência característica a curto prazo e a resistência característica a longo prazo e pode ser determinado se forem conhecidos a resistência às 1000h, $f_{fk,1000h}$, e a redução por década logarítmica R_{10} .

$$\eta_{env,t} = f_{fk,1000h} / f_{fk0} / ((100 - R_{10})/100)^n \quad (3.5.)$$

R_{10} representa a redução da resistência em percentagem por década devido à influência ambiental, ou seja, é o declive da recta carga vs tempo numa escala dupla logarítmica. Se o declive permanece constante significa que a mesma percentagem de resistência é perdida para o mesmo rácio de tempo. O expoente n é o somatório do termo relativo à humidade, n_{mo} , termo relativo à temperatura, n_T , e do termo para uma desejável vida de serviço, n_{SL} .

$$n = n_{mo} + n_T + n_{SL} \quad (3.6.)$$

ii) 1000h endurance strenght ($f_{fk,1000h}$)

O “endurance strenght” é o valor característico da carga a que o varão de FRP pode resistir depois de uma exposição a um ensaio ambiental de 1000h. Se não existir nenhum valor para “1000h endurance strenght” pode fazer-se uma estimativa deste valor a partir da seguinte equação:

$$f_{fk,1000h} = f_{fk} [(100 - R_{10})/100]^2 \quad (3.7.)$$

iii) Termo relativo à humidade (n_{mo})

Byars (2001) propôs três classes de exposição à humidade, estando o factor de correcção n_{mo} presente no Quadro 3.2.:

- Seco: condições interiores, protegidas da chuva com uma humidade relativa de aproximadamente 50% (XC1 seco);
- Húmido: condições exteriores, sujeitas à chuva mas não em contacto permanente com a água com uma humidade de aproximadamente de 80% (XC3,XD1,XD3,XS1,XS3);
- Saturado: constantemente em contacto com a água com uma humidade relativa próxima dos 100% (XC2,XC4,XD2,XD4).

Quadro 3.2. – Factor de correcção devido às condições de humidade para elementos de betão.

Seco (RH aproximadamente 50%)	Húmido (RH aproximadamente 80%)	Saturado (RH próximo dos 100%)
0	1	2

iv) Termo relativo à temperatura (n_T)

Verificou-se que aumentando a temperatura em 10°C a velocidade das reacções químicas duplicam. Por conseguinte, se for assumida uma relação linear entre a redução da resistência e o logaritmo do tempo pode-se esperar uma variação da redução da resistência com o aumento ou diminuição da temperatura em 10°C. Com base nesta hipótese, foram propostos quatro classes de temperatura com intervalos de aproximadamente 10°C que a seguir se indicam. De notar que, se a variação sazonal da temperatura for elevada recomenda-se um valor mais elevado.

Quadro 3.3. – Termo para a temperatura média anual (TMA).

TMA<5°C	5°C<TMA<15°C	15°C<TMA<25°C	25°C<TMA<35°C
-0.5	0	0.5	1

v) Termo para a vida de serviço (n_{SL})

Uma vez que o factor de redução da resistência ($\eta_{env,t}$) é estabelecido para uma vida de serviço de 100 anos, devem ser usadas reduções de resistência menores para atender uma vida de serviço mais curta.

Quadro 3.4. – Termo para vida de serviço desejada.

Vida de serviço de 1ano	Vida de serviço de 10anos	Vida de serviço de 50anos	Vida de serviço de 100anos
1	2	2.7	3

vi) Termo de correcção do diâmetro (n_d)

Segundo a Lei de Fickian o diâmetro do varão de FRP tem uma influência no tempo para o qual ocorre a rotura. Se o diâmetro for inferior ao diâmetro ensaiado deve ser usado um factor de correcção, o mesmo não acontecendo para diâmetros superiores.

Quadro 3.5. – Correcção do diâmetro.

Maior que o ensaiado	Igual ao ensaiado	75% do ensaiado	50% do ensaiado
0	0	0.5(0.3)	1(0.6)

vii) Factor do material (γ_f)

Uma vez que não existe uma grande variabilidade na produção dos materiais de FRP assim como nos modos de rotura quando comparado com o aço, o valor do factor do material a ser adoptado deve ser idêntico ao sugerido para este último.

Quadro 3.6. – Factor do material (γ_f).

GFRP	AFRP	CFRP
1.25	1.25	1.25

viii) Factor de segurança para a aderência

No dimensionamento de estruturas de betão armado com varões de FRP deve ser usado um factor de segurança que salvguarde o efeito da deterioração da aderência ao longo do tempo.

O factor de segurança, $\eta_{env,b}$, pode ser determinado da seguinte forma:

$$\eta_{env,b} = 1/[(100 - R_{10})/100]^n \quad (3.8.)$$

Em termos de durabilidade da aderência deve ser tido em conta que, além dos parâmetros ambientais, a tensão prolongada e a resistência do betão exercem uma influência dominante na durabilidade do varão e na aderência.

3.3.1.3. De acordo com o JSCE

Os factores de segurança relativos a FRP devem ser determinados de acordo com cada estado limite.

Quadro 3.7. – Factores de segurança dos diferentes materiais.

Estado Limite	Factor do material γ_m			Factor membro γ_b	Factor análise estrutural γ_a	Factor de carga γ_f	Factor estrutural γ_i
	Betão γ_c	FRP γ_{mf}	Aço γ_s				
ELÚltimo	1.3 ⁽¹⁾ ou 1.5	1.15 ⁽²⁾ a 1.3	1.0 ou 1.05	1.15 a 1.3	1.0	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2
ELServiço	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
ELFadiga	1.3 ⁽¹⁾ ou 1.5	1.15 ⁽²⁾ a 1.3	1.05	1.0 a 1.1	1.0	1.0	1.0 a 1.1

(1) 1.3 onde o valor característico da tensão de compressão f_{ck} do betão é inferior a 50MPa

(2) 1.15 para FRP com fibras de carbono ou aramida

Os valores de cálculo dos materiais devem ser obtidos dividindo os valores característicos pelos respectivos coeficientes parciais de segurança.

A resistência de cálculo de uma porção dobrada de um FRP deve ser determinada da seguinte forma:

$$f_{fbd} = f_{fbk} / \gamma_{mf} \quad (3.9.)$$

Nesta expressão f_{fbk} é determinado pela Equação 3.3.

O coeficiente do material de FRP deve ser determinado admitindo possíveis danos durante transporte e construção, diferenças das características dos materiais, efeitos das características no estado limite, temperatura de serviço e condições ambientais devendo estar entre 1.15 e 1.3.

3.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

3.3.2.1. Princípios gerais

A filosofia geral de dimensionamento baseia-se nos princípios de estado limite onde um elemento armado com varões de FRP é projectado tendo em conta a resistência requerida (Estado Limite Último - ELU), e verificado relativamente à fendilhação, deformação e tensões, podendo ser o serviço a controlar o dimensionamento (Estado Limite de Serviço - ELS).

O procedimento de cálculo da área necessária de FRP para que a estrutura cumpra as novas exigências tem por princípios:

- Hipótese de Euler-Bernoulli – secções inicialmente planas mantêm-se planas após a deformação.
- Equilíbrio de forças na secção.
- Perfeita compatibilidade de deformações entre materiais – diagrama linear de extensões ao longo de toda a secção armada (perfeita aderência entre os materiais).
- A resistência à tracção do betão é desprezada.
- Comportamento linear elástico do FRP até à rotura.

A verificação da segurança ao ELU de resistência pressupõe o controlo do modo de ruína do elemento armado, podendo este ocorrer de diversas formas de acordo com o exposto no item 3.2.1 (modos de ruína detalhados na próxima secção 3.3.2.2). Em regra, todos os documentos analisados subscrevem estas considerações gerais. No entanto, diferem entre si nos critérios estabelecidos para a verificação da segurança. Na exposição que se segue, analisam-se estas diferentes propostas, tendo-se transcrito os aspectos essenciais desses documentos.

3.3.2.2. Modos de ruína

i) De acordo com o ACI

O modo de ruína pode ser determinado comparando a percentagem de armadura de FRP com a percentagem de armadura equilibrada, ou seja, a armadura necessária para que o esmagamento do betão e a rotura do FRP ocorram simultaneamente. Uma vez que o FRP não plastifica, a percentagem de armadura equilibrada é determinada usando a resistência de cálculo à tracção deste último. A percentagem de armadura de FRP necessária para resistir aos esforços actuantes pode ser determinada pela Equação 3.10. e a percentagem de armadura equilibrada de FRP pode ser determinada pela Equação 3.11.:

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (3.10.)$$

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (3.11.)$$

Se a percentagem de armadura de FRP é menor que a percentagem de armadura equilibrada, $\rho_f < \rho_{fb}$, o modo de ruína esperado é a rotura do FRP e se o contrário acontecer, ou seja, $\rho_f > \rho_{fb}$ o modo de ruína esperado é o esmagamento do betão.

ii) De acordo com o Fib

Este documento faz referência às expressões adoptadas pelo ACI (2006) e ISIS (2001) para a determinação da percentagem de armadura equilibrada. Refere ainda duas expressões propostas por diferentes autores: Pilakoutas *et al* (2002) que propôs a Equação 3.12. para vigas de betão armado com FRP e El-Ghandour (1999) que propôs a equação empírica 3.13.:

$$\rho_{fb} = \frac{0.81(f_{ck} + 8)\epsilon_{cu}}{f_{fu} \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \epsilon_{cu} \right)} \quad (3.12.)$$

$$\rho_{fb} = 2.1 \left(\frac{f_{cu}}{40} \right) \left(\frac{E_f}{110 \times 10^3} \right)^{0.7} \left(\frac{500}{f_f} \right)^{1.6} \quad (3.13.)$$

O valor de ρ_{fb} aumenta com o aumento da resistência do betão e com o aumento da resistência do FRP. As expressões 3.12. e 3.13. dão valores superiores aos da expressão proposta pelo ACI (2006), numa tentativa de garantir que se o rácio de armadura equilibrado for fornecido não haverá rotura prematura do betão devido à sua natural variabilidade.

iii) De acordo com o JSCE

Este documento não faz referência ao rácio de armadura equilibrada. Apenas refere que, devido ao comportamento não plástico dos varões de FRP, o mecanismo de colapso devido à formação de rótulas plásticas não pode ser considerado.

3.3.2.3. Resistência à flexão

i) De acordo com o ACI

A filosofia de dimensionamento estipula que a resistência nominal à flexão multiplicada por um factor de redução deve exceder o momento aplicado determinado através dos factores de carga expressos no ACI (2005).

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.14.)$$

Resistência Nominal à Flexão

A resistência nominal à flexão pode ser determinada com base na compatibilidade de extensões, equilíbrio interno de forças e controlando o modo de ruína.

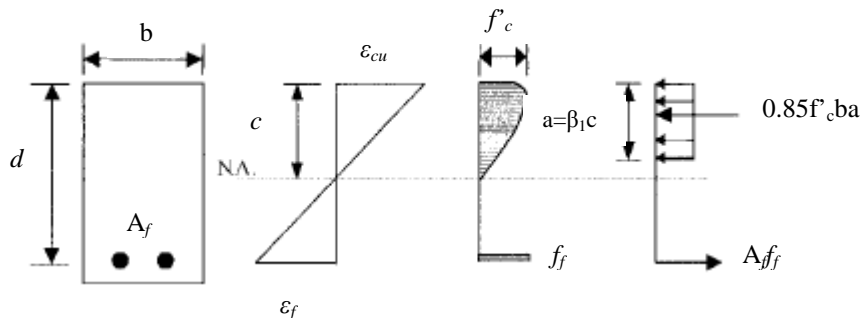


Figura 3.4. – Ruína por esmagamento do betão (ACI, 2006).

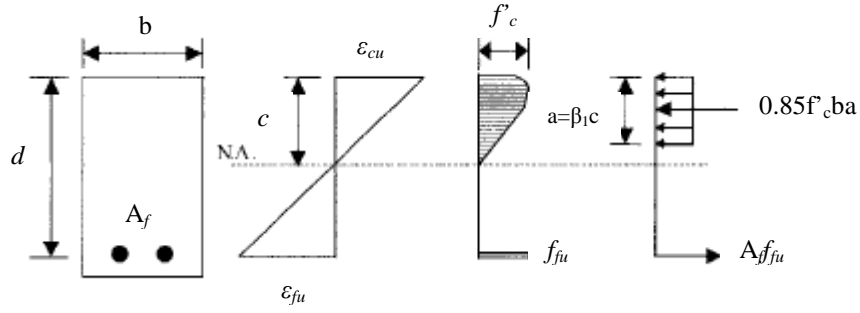


Figura 3.5 – Ruína equilibrada, (ACI, 2006).

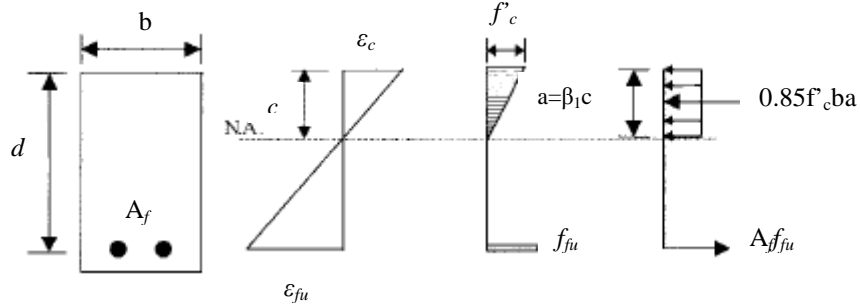


Figura 3.6 – Ruína por rotura do FRP, (ACI, 2006).

A resistência à flexão de um elemento armado com FRP depende do modo de ruína. Quando $\rho_f > \rho_{fb}$ o início da rotura no elemento ocorre por esmagamento do betão e a distribuição das tensões pode aproximar-se do bloco rectangular de tensões do ACI. Com base no equilíbrio de forças e compatibilidade de extensões (Figura 3.4.) pode obter-se:

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.15.)$$

$$a = \frac{A_f f_f}{0.85 f'_c b} \quad (3.16.)$$

$$f_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad (3.17.)$$

Substituindo a da Equação 3.16. na Equação 3.17. vem:

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (3.18.)$$

A resistência nominal à flexão pode ser determinada pelas Equações 3.15., 3.16. e 3.18. Como o comportamento da armadura de FRP é linear elástico aquando da rotura por esmagamento do betão, a tensão aplicada no FRP pode ser determinada pela Equação 3.17. porque é inferior a f_{fu} . Alternativamente a resistência nominal à flexão pode ser expressa em termos de rácio de armadura de FRP.

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c} \right) b d^2 \quad (3.19.)$$

Quando $\rho_f < \rho_{fb}$, a ruína do elemento ocorre por rotura do varão de FRP, e o diagrama bloco de tensões do ACI não é aplicável uma vez que a máxima extensão do betão (0.003) não deve ser atingida. Neste caso, é necessário o uso de um bloco de tensões equivalente (Figura 3.6.) que se aproxime da distribuição de tensões no betão para o nível de extensão alcançado.

A análise incorpora duas incógnitas: a extensão de rotura do betão à compressão, ε_c , e a profundidade do eixo neutro, c . Os factores do bloco de tensões são também incógnitas α_1 e β_1 , em que α_1 é o rácio entre a média da tensão do betão e a sua resistência e β_1 é o rácio da profundidade do rectângulo equivalente de tensões e a profundidade do eixo neutro. A resistência nominal à flexão pode ser calculada por:

$$M_n = A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (3.20.)$$

Para uma determinada secção o produto de $\beta_1 c$ depende das propriedades dos materiais e da razão da armadura. O máximo valor deste produto, $\beta_1 c_b$, é obtido quando a máxima extensão do betão (0.003) é atingida. Por conseguinte, uma forma simplificada de calcular a resistência nominal à flexão é dada por:

$$M_n = A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \quad (3.21.)$$

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad (3.22.)$$

Factor de Redução da Resistência Nominal à Flexão

Devido ao comportamento não dúctil do FRP deve-se adoptar um factor de redução da resistência conservativo de forma a criar uma maior reserva de resistência. O JSCE (1997) propõe 0.77 e Benmokrane *et al.* (1996) propõe 0.75. Com base no ACI (2005) o factor para uma rotura por esmagamento do betão controlada é 0.65.

O ACI (2005) considera a rotura da armadura controlada sempre que a curvatura é maior do que $0.008d$ (corresponde a uma extensão no aço de 0.005). Tal indica que, devido ao baixo módulo de elasticidade, as vigas que rompem por rotura do FRP apresentam maior deformação do que aquelas que rompem por esmagamento do betão. Por conseguinte o comité recomenda um factor de 0.55 para controlar a ruína por rotura do FRP.

Se a tensão do betão for superior ao especificado então a ruína pode ocorrer por rotura do FRP. Por conseguinte a secção controlada por esmagamento é definida como uma secção em que $\rho_f \geq 1.4\rho_{fb}$ e a secção controlada pela rotura do FRP é definida como a secção em que $\rho_f \leq \rho_{fb}$. O factor de redução da resistência à flexão pode ser determinado pela Equação 3.23. que toma o valor de 0.65 para secções controladas pelo esmagamento do betão, 0.55 para secções controladas pela rotura do FRP e fornece uma transição linear entre os dois modos de ruína.

$$\phi = \begin{cases} 0.55 & \text{para } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0.3 + 0.25 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \text{para } \rho_{fb} < \rho_f < 1.4\rho_{fb} \\ 0.65 & \text{para } \rho_f \geq 1.4\rho_{fb} \end{cases} \quad (3.23.)$$

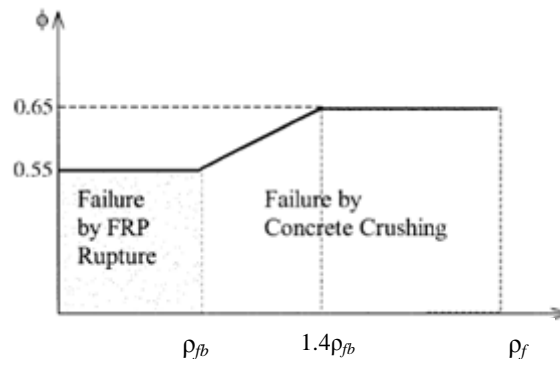


Figura 3.7. – Factor de redução da resistência nominal à flexão (ACI, 2006).

ii) De acordo com o Fib

O momento resistente de secções armadas com varões FRP pode ser avaliado usando os pressupostos do EC 2 (2004). Quando o rácio de armadura longitudinal, ρ_f , é superior ao rácio de armadura equilibrado, ρ_{fb} , o modo de ruína expectável da peça é o esmagamento do betão e o momento último resistente, M_u , em $N.mm$, pode ser determinado pela expressão:

$$M_u = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \xi) \left(1 - \frac{\lambda \xi}{2} \right) \quad (3.24.)$$

Se o rácio de armadura longitudinal, ρ_f , for inferior ao rácio de armadura equilibrado, ρ_{fb} , o modo de ruína esperado é a rotura do FRP. Para determinar o momento último resistente, M_u , em $N.mm$, é necessário calcular a extensão de compressão do betão, ε_c , para a qual ocorre a rotura do FRP.

$$M_u = \frac{A_f f_{fk}}{\gamma_f} \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \quad (3.25.)$$

Uma secção de betão armado com aço é sobre-armada quando apresenta uma percentagem de armadura na ordem de 3%. Mas, no caso de secções armadas com varões de GFRP e CFRP ambas estão sobre-armadas para percentagens acima de 0.5%. Por sua vez, para percentagens de armadura abaixo de 0.5% a rotura dos varões depende da resistência do FRP.

iii) De acordo com o JSCE

Em elementos sujeitos a forças de compressão axiais o limite superior da capacidade de compressão axial deve ser determinado pela Equação 3.26. quando são usados “ties”, e as Equações 3.26. ou 3.27. quando é usada armadura espiral, sendo o maior valor obtido entre elas.

$$N'_{oud} = 0.85 \frac{f'_{cd} A_c}{\gamma_b} \quad (3.26.)$$

$$N'_{oud} = \left(0.85 f'_{cd} A_e + 2.5 E_{sp} \varepsilon_{fspd} A_{spe} \right) / \gamma_b \quad (3.27.)$$

Quando o momento flector aplicado e a resistência das secções são calculados de acordo com a direcção da secção da força por unidade de largura, o cálculo deve basear-se nas seguintes hipóteses:

- A extensão da fibra é proporcional à distância ao eixo neutro.
- A resistência à tracção do betão é ignorada.
- A curva de tensão – extensão para verificação em Estado Limite Último é a seguinte:

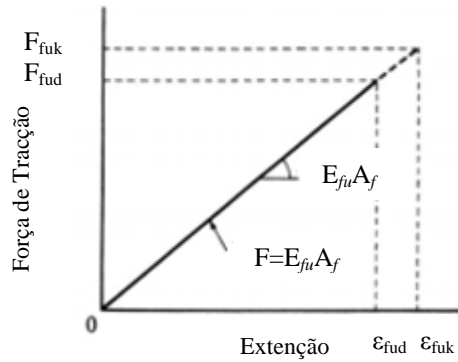


Figura 3.8. – Curva tensão-extensão para verificação em ELU (JSCE, 1997).

Para a rotura à flexão por esmagamento do betão a distribuição de tensões no betão deve ser idêntica ao bloco rectangular de tensões.

Quando o efeito das forças axiais é desprezável, a capacidade da secção deve ser calculada como um elemento sujeito à flexão. Forças axiais devem ser desprezadas quando $e/h \geq 10$, onde h é altura da secção e a excentricidade, e , é o rácio do momento de cálculo, M_d , e o esforço axial de compressão de cálculo, N_d .

3.3.2.4. Armadura mínima

i) De acordo com o ACI

Se um elemento de betão armado é projectado para uma ruína por rotura do FRP, então deve ser garantida uma área mínima de armadura para prevenir a ruína do elemento logo após a fendilhação do betão. Para a aplicação a elementos armados com FRP o ACI (2005) faz algumas alterações à equação da área mínima para elementos de betão armado com aço, nomeadamente a alteração do factor de redução da tensão (0.55 para secções cuja ruína ocorre por rotura do FRP ao invés de 0.9). A área mínima de armadura resulta então da multiplicação da área de aço no ACI (2005) por 1.64 (0.9/0.55) (Equação 3.28.). Se o modo de ruína for controlado pelo esmagamento do betão a área mínima de aço é obtida directamente.

$$A_{f,min} = \frac{0.41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.30}{f_{fu}} b_w d \quad (3.28.)$$

ii) De acordo com o Fib

Para garantir que o momento último resistente é superior ao momento de fendilhação da secção, é necessário garantir uma quantidade mínima de armadura. Este documento faz referência à expressão adoptada pelo ACI (2006) e à expressão derivada do EC2 (2004).

$$A_{f,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_f} b d \quad \text{com } A_{f,min} \geq 0.0013 b d \quad (3.29.)$$

iii) De acordo com o JSCE

A quantidade mínima de armadura axial não deve ser inferior a $0.8(E_0/E_{fu})\%$ da área da secção de betão calculada, onde E_0 é o módulo de elasticidade de referência (200GPa) e E_{fu} é o módulo de elasticidade da armadura longitudinal. Quando a área da secção de betão é superior à área da secção de

betão mínima requerida a quantidade de armadura deve exceder em $0.1(E_0/E_{fu})\%$ a área da secção de betão.

A percentagem de armadura em vigas onde o momento flector é dominante não deve ser inferior ao maior dos seguintes valores $(35f_{tk}/f_{fuk})\%$ ou 0.2% . Em secções em T a quantidade de armadura não deve ser inferior a 1.5 vezes o valor acima fornecido. f_{tk} é o valor característico do betão à tracção e f_{fuk} é o valor característico da resistência à tracção da armadura.

Em elementos de betão sujeitos a esforços axiais dominantes a quantidade de armadura não deve ser superior a $6(E_0/E_{fu})\%$ da área de betão.

3.3.2.5. Aspectos complementares

i) Combinação de varões

No dimensionamento de estruturas de betão armado com aço admite-se que os varões plastificam. Deste modo, assume-se que a tensão actua no centro de gravidade de um varão com uma área idêntica ao somatório de todos os varões que resistem à flexão.

Tal não acontece com os varões de FRP pois, como já foi referido anteriormente, estes não exibem uma região plástica. Por conseguinte, a tensão em cada camada de armadura varia de acordo com a distância ao eixo neutro. Se forem usados diferentes tipos de varões a variação da tensão em cada varão deve ser tomada em conta aquando da determinação da resistência à flexão. Em qualquer dos casos acima referidos, a rotura de toda a armadura é controlada pelos varões mais afastados do eixo neutro e a análise da resistência à flexão deve ser baseada na aproximação de compatibilidade de extensões.

ii) Redistribuição de momentos

Os mecanismos de rotura dos elementos sujeitos à flexão não se devem basear na formação de rótulas plásticas porque os materiais de FRP apresentam um comportamento linear elástico até à rotura. Por conseguinte, não deve ser usada a redistribuição em elementos de betão que usem armadura de FRP.

iii) Resistência à compressão

A resistência à compressão da armadura de FRP é muito menor do que a sua resistência à tracção, estando sujeita a significativa variação (ACI, 2006). A resistência à compressão de qualquer varão deve ser desprezada nos cálculos devido ao carácter anisotrópico do FRP e à sua baixa contribuição para a resistência.

A colocação de varões de FRP em zonas de compressão de elementos à flexão não pode ser evitada em alguns casos, como por exemplo varões que seguram os estribos. Neste caso deve ser considerado o confinamento para os varões nas zonas de compressão de forma a prevenir a sua instabilidade e minimizar o efeito da relativamente elevada expansão transversal de alguns FRPs.

3.3.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

3.3.3.1. Princípios gerais

O Estado Limite de Serviço é aplicado para garantir a funcionalidade e integridade das estruturas durante as condições de serviço. A avaliação do ELS consiste em verificar a deformação, a fendilhação e as limitações das tensões nos diferentes materiais. Se estes três parâmetros forem cumpridos, podemos admitir que a funcionalidade e integridade das estruturas estão garantidas.

De um modo geral, todos os documentos analisados subscrevem este ELS, remetendo para os regulamentos nacionais de estruturas de betão armado com aço em vigor em cada país. Contudo, é necessário definir diferentes limites para atender às diferentes propriedades a curto e longo prazo dos varões de FRP. Deve-se salientar que estas verificações são efectuadas, normalmente, admitindo um comportamento elástico para todos os materiais, quer na análise em secção fendilhada (onde se despreza a contribuição do betão à tracção), quer em secção não fendilhada.

Os elementos de betão armado com FRP têm uma reduzida rigidez depois de fendilhar. Por conseguinte, as deformações por acção de cargas de serviço podem controlar o dimensionamento. Usualmente as secções de betão dimensionadas para a rotura por esmagamento do betão cumprem, em serviço, o critério da deformação e abertura de fendas (ACI, 2006).

3.3.3.2. Fendilhação

O controlo da fendilhação é importante por razões estéticas, pela necessidade de garantir a estanqueidade de estruturas específicas e para evitar a corrosão das armaduras. No caso dos varões de FRP, a corrosão não é a principal preocupação uma vez que estes são resistentes a esse tipo de ataque. Por conseguinte, os limites de abertura de fendas do betão armado com varões de FRP são superiores aos especificados para o betão armado com varões de aço. Contudo, estes podem não ser adequados para estruturas expostas a ambientes muito agressivos ou estruturas estanques. Para estruturas temporárias, com um período de vida curto ou naquelas onde o critério estético não é relevante, os requisitos da abertura de fendas podem ser postos de parte, excepto se a estrutura, além da armadura de FRP contiver armadura de aço.

i) De acordo com o ACI

O CSA (2002) permite uma abertura de fendas de $0.5mm$ para exposição exterior e $0.7mm$ para a exposição interior. O comité do ACI recomenda o uso dos limites do CSA (2002) na maioria dos casos. Contudo, estas limitações podem não ser suficientes para ambientes agressivos ou elementos projectados para serem impermeáveis.

A equação usada para determinar a abertura máxima de fendas é dada por:

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (3.30.)$$

Nesta expressão k_b é um coeficiente que conta com o grau de aderência entre o varão e o betão. Para varões de FRP com comportamento idêntico aos varões aço em termos de aderência o coeficiente toma o valor de 1 . Por sua vez, este coeficiente toma valores inferiores ou superiores à unidade se a aderência exibida pelos varões de FRP for superior ou inferior à exibida pelos varões de aço, respectivamente. k_b pode variar entre 0.6 e 1.72 com uma média de 1.10 . No entanto, quando o coeficiente não é conhecido por meio experimental, o comité sugere o valor conservativo de 1.4 para este coeficiente.

ii) De acordo com o Fib

O ISIS (2001) não dá grande atenção ao cálculo da abertura de fendas, mas refere que para o controlo das fendas a extensão no FRP não pode ultrapassar os 2000 micro-strains. Da mesma forma o

CSA (2002) diz que o "z" não deve exceder 45000N/mm para exposição interior e 38000N/mm para exposição exterior:

$$z = k_b \frac{E_s}{E_f} f_f \sqrt[3]{cA} \quad (3.31.)$$

No Quadro 3.8. estão presentes o limites de abertura de fendas especificados pelos diferentes "Guidelines" para elementos armados com varões de aço e elementos armados com varões de FRP.

Quadro 3.8. – Limitação da abertura de fendas para elementos armados com FRP e aço.

Código	Material	Exposição	W _{máx}
Eurocódigo 2	Aço	Interior	0.3 mm
Eurocódigo 2	Aço	Exterior	0.4 mm
Código Modelo 1990	Aço	Normal	0.3 mm
JSCE (1997)	FRP		0.5 mm
ACI 440.1R-06 CSA (2002)	FRP	Exterior	0.5 mm
ACI 440.1R-06 CSA (2002)	FRP	Interior	0.7 mm
IStructE (1999)	FRP	Próximo do observador	0.3 mm
		Afastado do observador	>0.3 mm

A fendilhação é função da deformação da armadura e do betão entre duas fendas adjacentes, logo a abertura de fendas é função do espaçamento entre elas. Geralmente os seguintes pontos são aceites na correlação entre a abertura de fendas, o espaçamento entre fendas e o recobrimento do betão (Fib, 2007):

- Abertura de fendas é função da extensão da armadura que, por vezes, se aproxima de uma relação linear.
- O recobrimento do betão tem um importante efeito na abertura de fendas.
- Abertura de fendas é função do espaçamento de fendas até certo limite.
- A abertura de fendas e o espaçamento entre fendas são variáveis em magnitude e seguem aproximadamente uma distribuição normal.

Para deformações semelhantes as fendas de flexão de elementos armados com FRP tendem a ser mais largas do que os armados com aço. Tal acontece devido ao menor módulo de elasticidade do FRP e, de certa forma, às condições de aderência.

O cálculo da abertura de fendas de acordo com o EC2 (2004) para elementos armados com aço é dado por:

$$w_{cr} = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad (3.32.)$$

Nesta expressão $\beta=1.3$ e ε_{sm} é a média da extensão da armadura determinada pela seguinte equação:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sf}}{\sigma_s} \right)^2 \right]}{E_s} \quad (3.33.)$$

β_1 toma o valor de 1 para varões nervurados e 0.5 para varões lisos, β_2 é 1 para carga aplicada a curto prazo e 0.5 para carga prolongada ou cíclica e s_{rm} é a média do espaçamento final entre fendas dado por:

$$s_{rm} = 50 + 0.25k_1k_2 \frac{d}{\rho_r} \quad (3.34.)$$

K_1 é 0.8 para varões de elevada aderência e 1.6 para varões lisos e K_2 é 0.5 para flexão e 1.0 para tracção pura.

A equação da abertura de fendas do EC2 (2004) é baseada na extensão e pode ser adoptada directamente para a determinação da abertura de fendas de elementos de betão armado com FRP. A aproximação adoptada permite diferentes características de aderência através do parâmetro β_1 e a tensão a longo prazo através do parâmetro β_2 .

iii) De acordo com o JSCE

Abertura de fendas permitida, w_a , para considerações estéticas deve ser no máximo 0.5mm dependendo do ambiente circundante da estrutura.

Na verificação das fendas devido à flexão a abertura de fendas, w , deve ser obtida pela Equação 3.35.e comparada coma abertura de fendas permitida w_a .

$$w = k[4c + 0.7(c_f - \phi)](\sigma_{fe}/E_f \text{ (ou } \sigma_{pe}/E_{fp}) + \epsilon'_{csd}) \quad (3.35.)$$

A largura e espaçamento das fendas estão dependentes da aderência entre o varão e o betão. Estudos concluíram que, quando se usam varões de FRP cuja superfície foi tratada de forma a ter características de aderência idênticas à dos varões de aço, o betão possui uma abertura de fendas quase idêntica à exibida por betão armado com aço. A verificação da abertura de fendas pode ser omitida se o crescimento da extensão devido a cargas permanentes for inferior a 500×10^{-6} .

A verificação da abertura de fendas devidas a esforços de corte pode ser omitida onde o crescimento da extensão da armadura de corte devido a cargas permanentes seja inferior a 500×10^{-6} .

A verificação da abertura de fendas devidas a esforços de torção pode ser omitida onde o crescimento da extensão da armadura de torção devido a cargas permanentes seja inferior a 500×10^{-6} .

3.3.3.3. Deformação

i) De acordo com o ACI

O ACI (2005) chama especial atenção às deformações que ocorrem no serviço devido a cargas estáticas, não abrangendo cargas dinâmicas devido a vento, sismos ou vibrações provocadas por máquinas. Existem dois métodos usados pelo ACI (2005) para controlar as deformações:

- Método indirecto indicando a altura mínima do elemento.
- Método directo de limitação das deformações.

Devido à diferença de rigidez, natureza elástica e características de aderência da armadura de FRP, os elementos armados com FRP são mais sensíveis às variáveis que afectam a deformação do que os elementos armados com aço de idêntica área. As deformações nos elementos armados com FRP tendem a ser de maior magnitude devido à menor rigidez associada aos FRP.

Altura Mínima Recomendada para Dimensionamento

A altura mínima recomendada para vigas e lajes armadas numa direcção é dada pelo Quadro 3.9, servindo apenas de orientação para o pré dimensionamento pois não garante o cumprimento da deformação para um projecto particular.

Quadro 3.9. – Altura mínima (h) recomendada para vigas e lajes armadas numa direcção.

Elemento estrutural	Altura mínima h							
	Simplesmente apoiada		Um lado com continuidade		Dois lados com continuidade		Consola	
	FRP	Aço	FRP	Aço	FRP	Aço	FRP	Aço
Lajes armadas numa direcção	L/13	L/20	L/17	L/24	L/22	L/28	L/5.5	L/10
Vigas	L/10	L/16	L/12	L/18,5	L/16	L/21	L/4	L/8

Os valores do Quadro 3.9. baseiam-se na limitação máxima da razão vão/altura (ACI, 2006):

$$\frac{L}{h} = \frac{48\eta}{5K_1} \left(\frac{1-k}{\epsilon_f} \right) \left(\frac{\Delta}{l} \right)_{m\acute{a}x} \quad (3.36.)$$

Esta equação não incorpora a contribuição do betão entre fendas. Para atender a este efeito é necessário multiplicar a referida equação pelo rácio entre o momento de inércia efectivo (Equação 3.39.) e o momento de inércia da secção fendilhada (Equação 3.37.). Os valores tabelados baseiam-se numa deformação limite de $l/240$ em serviço e em percentagens de armadura máximas são de $2.0\rho_{fb}$ e $3.0\rho_{fb}$ para lajes e vigas, respectivamente.

Momento de Inércia Efectivo

Quando uma secção não está fendilhada o momento de inércia corresponde a toda a secção I_g . Quando o momento aplicado, M_a , ultrapassa o momento de fendilhação, M_{cr} , há uma redução da rigidez e o momento de inércia passa a ser o da secção fendilhada, I_{cr} . Numa secção rectangular não fendilhada o momento de inércia é $I_g = bh^3/12$, enquanto I_{cr} pode ser determinado por uma análise elástica similar à efectuada para secções de betão armado com aço, sendo dada por:

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1-k)^2 \quad (3.37.)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (3.38.)$$

A rigidez de um elemento de betão varia entre $E_c I_g$ e $E_c I_{cr}$ dependendo da magnitude do momento aplicado. Branson (1977) elaborou uma equação que expressa a transição de I_g para I_{cr} a qual foi adaptada pelo ACI (2005) para o momento de inércia efectivo. A expressão de Branson reflecte dois fenómenos: variação de rigidez, EI , ao longo do elemento e a contribuição do betão entre fendas (*tension stiffening*).

Uma vez que esta expressão sobrestima o efeito a contribuição do betão entre fendas, Gao *et al* (1998) sugeriu outra expressão para atender a este fenómeno:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (3.39.)$$

β_d é um coeficiente de redução relativo à reduzida contribuição do betão entre fendas exibida pelo elemento armado com FRP. A investigação tem demonstrado que o grau de contribuição do betão entre fendas é afectado pela quantidade e rigidez da armadura à flexão e do rácio de armadura relativo (razão entre ρ_f e ρ_{fb}). O comité recomenda a seguinte relação para β_d :

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) \leq 1.0 \quad (3.40.)$$

Esta equação só é válida se o máximo momento em serviço é igual ou superior ao momento de fendilhação ($M_a \geq M_{cr}$). Quando o momento aplicado é muito inferior ao momento de fendilhação adopta-se o I_g , mas quando o momento aplicado é pouco menor que o momento de fendilhação deve-se admitir a secção fendilhada uma vez que a temperatura e retracção podem levar à fendilhação do elemento.

Cálculo da Deformação (Método Directo)

Quando as deformações são estimadas através do cálculo de acordo com as recomendações desta secção o projectista deve comparar as deformações calculadas com os limites estabelecidos.

As deformações a curto prazo de um elemento armado com FRP numa direcção podem ser calculadas usando o momento de inércia efectivo e as usuais técnicas de análise estrutural.

As deformações a longo prazo podem ser muito superiores às deformações a curto prazo e ambas devem ser tomadas em conta no cálculo. A deformação a longo prazo é função da geometria da secção, características do carregamento (idade do betão à altura do carregamento e amplitude e duração da carga), e características do material (módulo de elasticidade do betão e FRP, fluência e retracção do betão, formação de novas fendas e abertura das já existentes).

As curvas tempo-deformação de elementos armados com FRP ou aço têm a mesma forma o que implica que se pode usar a mesma aproximação para a determinação das deformações a longo prazo.

De acordo com o ACI (2005) a deformação a longo prazo devido à fluência e retracção podem ser determinadas pela seguinte expressão:

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda (\Delta_i)_{sus} \quad (3.41.)$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho} \quad (3.42.)$$

Nesta equação λ reduz-se a ξ porque a armadura de compressão não é considerada para o reforço de elementos com FRP $\rho_f' = 0$.

Estas equações podem ser usadas para armadura de FRP, mas com modificações para atender à diferença da rigidez axial entre de elementos armados com FRP e aço. Quer na armadura de aço quer na de FRP a fluência leva a uma redução de rigidez, $E_c I$. Esta redução pode ser encarada como a sobreposição de dois efeitos: o primeiro efeito é a redução do módulo de elasticidade efectivo devido à fluência do betão; o segundo efeito é o aumento da profundidade do eixo neutro o que leva a um aumento do momento de inércia da secção fendilhada. O aumento da profundidade do eixo neutro pode ser proporcionalmente mais significativo no elemento armado com FRP do que no elemento

armado com aço devido à menor rigidez axial do FRP. Como resultado, é esperado que o aumento da deformação ao longo do tempo dos elementos armados com FRP seja menor proporcionalmente do que nos elementos com armadura de aço.

Para aplicações típicas a deformação a longo prazo pode ser determinada por:

$$\Delta_{(cp+sh)} = 0.6\xi(\Delta_i)_{sus} \quad (3.43.)$$

Gross *et al.* (2003) constatou que, para vigas que não estão fendilhadas antes da aplicação de cargas prolongadas, a equação anterior pode subestimar o multiplicador da deformação dependente do tempo. É necessário trabalho experimental para validar a aplicação da equação anterior para aplicações com elevados níveis de cargas prolongadas.

ii) De acordo com o Fib

Limites do Código para Deformações

Nos elementos armados com FRP é expectável que as deformações sejam superiores às deformações experimentadas pelos elementos armados com aço. A deformação total permitida depende do elemento estrutural, o tipo de acção e tipo de estrutura a ser considerada.

Para garantir a deformação no serviço os códigos especificam, para betão armado com aço, uma altura mínima limitada pela razão entre o vão efectivo e a altura efectiva. Alternativamente as deformações podem ser determinadas para serem inferiores a vão/250 e vão/500.

Quadro 3.10. – Factor de redução do material de FRP “F” (ISIS, 2001).

Código	Tipo de estrutura	Limite
Eurocódigo 2	Condições estéticas e funcionais	L/250
	Limitação do dano a elementos não estruturais suspensos ou presos	L/500
ACI 318-02	Chãos e tectos suportando ou fixos a elementos não estruturais:	
	- Não afectados por grandes deformações	L/240
	- Afectados por grandes deformações	L/480
	Elemento não suportando ou não fixos a elementos não estruturais afectados por grandes deformações:	
	- Chãos	L/360
	- Tecto de apartamentos	L/180

Os limites das deformações usados para estruturas de betão armado com aço podem ser usados para FRP, contudo a razão entre vão efectivo e altura não. O ISIS (2001) propõe uma equação para a relação vão/altura total dos elementos armados com FRP:

$$\left(\frac{L}{h}\right)_f = \left(\frac{L}{h}\right)_s \left(\frac{\epsilon_s}{\epsilon_s}\right)^{\alpha_d} \quad (3.44.)$$

Deformações de acordo com Eurocódigo 2 e CEB-FIP Model Code 1990

O EC 2 (2004) e CEB-FIP (1993) adoptam a seguinte aproximação para o cálculo da deformação a curto e a longo prazo de estruturas armadas com aço:

$$\delta = \delta_2 \cdot \xi + \delta_1 \cdot (1 - \xi) \quad (3.45.)$$

Onde a razão entre o momento de fendilhação e o momento flector máximo de serviço é tomado em conta pela seguinte expressão:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{máx}} \right)^m \quad (3.46.)$$

Os coeficientes δ_l e δ_2 são calculados assumindo constantes os momentos de inércia da secção não fendilhada e fendilhada ao longo do elemento.

Quadro 3.11. – Valores de (β) e (m) recomendados pelo CEB-FIP (1993) e EC 2 (2004).

Regulamento	β	m
EC 2	1	2
CEB-FIP	0.8	1

Zhao (1999) concluiu que ambas as equações previstas pelo EC 2 (2004) e CEB-FIP (1993) para as deformações instantâneas podem ser adoptadas para elementos armados com varões de GFRP. Pecce *et al.* (2000) propõe que o modelo usado para betão armado com aço pelo EC 2 (2004) pode ser usado no reforço com GFRP se as características de aderência forem idênticas.

Este documento faz referência às deformações de acordo com: o ISIS (2001) que recorre à equação de Branson modificada usada no ACI (2006); o CSA (2002) em que uma relação tri-linear momento-curvatura é assumida com uma rigidez à flexão de $E_c I_g$ para o primeiro segmento, zero para o segundo e $E_c I_{cr}$ para o terceiro; outras aproximações propostas por Faza *et al* (1992), Brown *et al* (referido no Fib, 2007) e Bischoff (2005).

Dimensionar para Controlo da Deformação

A equação para determinar a relação entre vão e altura de acordo com ELS para lajes e vigas é dada por:

$$\frac{L}{h} = 24.2 \left(\frac{250}{\delta_r} \right)^{1.9} \left(\frac{E_f \rho}{99000} \right)^{0.1} \left(\frac{f_{cu}}{40} \right)^{-0.44} \quad (3.47.)$$

Ospina *et al.* (2001) definiu uma altura mínima para vigas e lajes equivalente à máxima relação vão/altura, limitando as fissuras de curvatura do vão $(\delta/L)_{\text{Max}}$:

$$\frac{L}{h} = \frac{48\eta}{5K_1} \left(\frac{1-k}{\varepsilon_f} \right) \left(\frac{\delta}{L} \right)_{máx} \quad (3.48.)$$

Ospina *et al* (2005) desenvolveram um quadro através da multiplicação da equação anterior por I_e/I_g e cujos valores são idênticos aos exibidos no Quadro 3.9.

iii) De acordo com o JSCE

Devido ao reduzido módulo de elasticidade dos varões de FRP que conduz a uma reduzida rigidez, as deformações de elementos de betão armado com varões de FRP será superior à de elementos de betão armado com aço. A maior deformação torna as fendas de corte mais prováveis afectando a deformação de toda a estrutura.

3.3.3.4. Tensões

i) De acordo com o ACI

Rotura em Fluência e Fadiga

Para evitar a rotura sob a acção de cargas prolongadas ou ciclos de carga e fadiga da armadura de FRP é necessário limitar as tensões aplicadas. Uma vez que estes níveis de tensões estão na fase elástica do elemento, estas podem ser determinados através de uma análise elástica.

A determinação dos limites de tensão para evitar a rotura em fluência pode ser realizada pela seguinte equação em que M_s é o momento de serviço devido a todas as cargas prolongadas:

$$f_{f,s} = M_s \frac{n_f d(1-k)}{I_{cr}} \quad (3.49.)$$

Os valores para níveis de tensão prolongada são dados no quadro seguinte:

Quadro 3.13. – Limites de tensão da rotura em fluência do reforço com FRP.

Tipo de fibra	GFRP	AFRP	CFRP
Limite da tensão para rotura em fluência, $f_{f,s}$	$0.20f_{tu}$	$0.30f_{tu}$	$0.55f_{tu}$

Se a estrutura está sujeita a fadiga, a tensão no FRP deve ser limitada aos valores do quadro acima. A tensão no FRP pode ser determinada pela Equação 3.49., onde M_s é igual ao somatório do momento das cargas aplicadas e do máximo momento induzido num ciclo de fadiga.

ii) De acordo com o Fib

A determinação das tensões de um elemento de betão armado com FRP depende do comportamento a curto e longo prazo e das propriedades do betão e dos varões de FRP, da fluência e retracção, da história de carga e da distribuição das fendas e condições ambientais. A metodologia usada para determinar o comportamento de elementos armados com varões de aço pode ser usada para elementos armados com FRP.

Os códigos para elementos armados com varões aço tendem a limitar a tensão de compressão do betão em condições de serviço. Para elevados níveis de tensão o betão comporta-se de uma forma não linear e a fluência no comportamento a longo prazo tende a tornar-se mais pronunciada.

O EC2 (2004) impõe limites para a máxima tensão de compressão do betão dependendo das condições ambientais e das combinações de carga.

Quadro 3.14. – Limites do EC 2 (2004) para a tensão de compressão no betão (σ_c).

Ambientes	Combinação	
	Rara	Quase permanente
Muito corrosivo	$0.5 f_{ck}$	$0.4 f_{ck}$
Pouco corrosivo	$0.6 f_{ck}$	$0.45 f_{ck}$

Os materiais compósitos de FRP apresentam boa durabilidade com as fibras protegidas pela resina. No entanto, para elevados níveis de tensão, podem formar-se micro fendas na resina. Esta situação é

especialmente gravosa para as fibras de vidro uma vez que estas se podem degradar com a humidade e o ambiente alcalino do betão.

De forma a evitar a rotura em fluência e a rotura por fadiga o IStructE (1999) impõe limites severos recorrendo a um coeficiente parcial de segurança, γ_m . Já o ISIS (2001) aplica um factor de redução, F , aos factores resistentes do material.

Quadro 3.15. – Factores parciais de segurança dos materiais de acordo com o IStructE (1999).

Material	Factor parcial de segurança do material γ_m
GFRP (vidro-E)	3.6
AFRP	2.2
CFRP	1.8

Quadro 3.16. – Factor de redução do material de FRP “F” (ISIS, 2001).

Tipo FRP	Factor resistência (Φ_{frp})	Factor de redução F		
		Rácio entre tensão prolongada e tensão aplicada devido às sobrecargas		
		0.5	1.0	2.0
CFRP	0.8	1.0	0.9	0.9
AFRP	0.6	1.0	0.6	0.5
GFRP	0.4	1.0	0.9	0.8

iii) De acordo com o JSCE

A limitação das tensões deve ser de acordo com JSCE Standard Specification admitindo as seguintes suposições:

- FRP é um corpo elástico.
- O módulo de elasticidade do FRP é determinado pela relação presente na Figura 3.8.

A limitação da tensão no varão de FRP é obtida multiplicando o valor característico da rotura em fluência, f_{fck} , por um factor 0.8 sendo que a tensão não deve ser superior a 70% da resistência à tracção característica do varão de FRP.

3.3.4. ANÁLISE DO CORTE (ELU)

3.3.4.1. Princípios gerais

Pela informação exposta no item 3.2.2 (relativo ao comportamento geral ao corte), o dimensionamento de betão armado com varões FRP é idêntico ao de betão armado com varões de aço, reajustando-se os limites de verificação de segurança às novas propriedades mecânicas que afectam os mecanismos de resistência ao corte (referidas igualmente na secção 3.2.2).

Os modelos de verificação de segurança são estipulados para o Estado Limite Último (ELU), sublinhando-se que nos modelos de laje ou placa com capacidade para distribuição transversal das cargas aplicadas às mesmas é admissível dispensar-se o dimensionamento de armadura para resistir ao esforço transversal.

Em termos gerais, os “Guidelines” recomendam limitar em ELU os valores da extensão e da tensão no varão de FRP, para prevenir a rotura ao corte devido à fractura do compósito. Nesta secção, são válidas as disposições relativas ao FRP descritos no item 3.3.1.

Os limites actuais para a extensão máxima nos varões de FRP são baseados na extensão de cedência do aço e em resultados experimentais, concluindo-se poderem oscilar entre $\varepsilon_f = 0.2\% - 0.45\%$.

Na exposição que se segue, analisam-se estas diferentes propostas, tendo-se transcrito os aspectos essenciais desses documentos.

3.3.4.2. Modos de ruína

Os modos de ruína presentes nas verificações de segurança são os indicados no item 3.2.2.

3.3.4.3. Resistência ao corte

i) De acordo com o ACI

De acordo com o regulamento Americano para elementos de betão armado com aço ACI (2005), a resistência ao corte reduzida, ϕV_n , deve ser muito superior à força de corte, V_u , aplicada na secção considerada, determinada com base nos factores de carga indicados na norma. Deve aplicar-se o factor de redução da capacidade resistente ao corte de elementos de betão armado com aço a elementos com varões de FRP, sendo o seu valor de $\phi = 0.75$.

De acordo com o mesmo regulamento, a resistência nominal ao corte da secção de betão armado, V_n , é o somatório da resistência ao corte fornecida pelo betão, V_c , e a resistência ao corte fornecida pela armadura de FRP, V_f .

A resistência ao corte do betão, de elementos armados com FRP à flexão é dada por:

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w c \quad (3.50.)$$

Para secções rectangulares simplesmente armadas, a distância ao eixo neutro pode ser calculada pela equação:

$$c = kd \quad (3.51.)$$

Para atender à rigidez axial da armadura de FRP, pode-se reescrever a Equação 3.50. modificada pelo factor $5/2K$:

$$V_c = \left(\frac{5}{2} K \right) \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w c \quad (3.52.)$$

A resistência ao corte fornecida pelos estribos de FRP perpendiculares ao eixo do elemento pode ser determinada por:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} \quad (3.53.)$$

A tensão na armadura de corte de FRP, f_{fv} , deve ser limitada de forma a controlar a abertura de fendas de corte, manter a integridade do betão e evitar a rotura da porção dobrada do estribo de FRP (Equação 3.3.). O nível de tensão para dimensionamento em Estado Limite Último é dado pelo menor valor das duas condições seguintes:

$$f_{fv} = 0.004E_f \leq f_{fb} \quad e \quad f_{fv} = f_{fb} \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3 \right) f_{fu} \leq f_{fu} \quad (3.54.)$$

Quando se usam estribos perpendiculares ao eixo da peça a área requerida bem como o espaçamento podem ser determinados por:

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{fv} d} \quad (3.55.)$$

Quando se usam estribos inclinados a sua contribuição é determinada por:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.56.)$$

Limites da Extensão da Armadura

O ACI (2005) assume que a resistência do betão e da armadura funcionam juntas quando as fendas de corte são controladas sendo, por isso, necessário limitar a extensão da armadura de corte para assegurar a aplicabilidade desta aproximação.

O CSA (2004) limita a extensão a 0.2%, sendo um valor conservativo. O Eurocrete Project limita a extensão $\varepsilon_{fmax} = 0.25\%$. Por sua vez o ACI (2005) permite limitar a extensão da armadura de corte a 0.275%. Em caso algum, a extensão máxima efectiva deve ultrapassar 0.4%. (extensão que previne a degradação das ligações entre o agregado e corresponde ao corte do betão ACI (2006)) nem a resistência da porção dobrada da armadura de corte, f_{fv} . Em resumo, aceita-se que a extensão efectiva do FRP esteja no intervalo $\varepsilon_{fmax} = 0.2\% - 0.4\%$.

ii) De acordo com o Fib

Por se tratar de uma versão de trabalho do Task Group 9.3, o documento não apresenta uma linha definitiva para modelos de verificação de segurança ao corte em ELU. Contudo, salienta alguns aspectos que devem estar na génese desses modelos no futuro.

O princípio básico que sustenta as recomendações para dimensionamento de elementos armados com FRP é que, admitindo que se mobiliza uma adequada aderência entre betão e a armadura, a secção de betão experimenta forças e extensões que são independentes do tipo de armadura longitudinal. Então, se o dimensionamento usando FRP mantém a mesma extensão que a do aço ($\varepsilon_f = \varepsilon_s$) e as mesmas forças de dimensionamento ($F_f = F_s$), é expectável um nível de segurança idêntico ao fornecido pelo dimensionamento usando armadura de aço. A área equivalente de armadura à flexão para tomar em conta as diferentes rigidezes axiais é dada por:

$$F_f = \varepsilon_f E_f A_f = \varepsilon_s E_s A_s = F_s \quad (3.57.)$$

$$A_e = A_s \frac{E_f}{E_s} \quad (3.58.)$$

A quantidade de armadura de FRP requerida é determinada pelo controlo da máxima extensão, ε_{fv} , que esta pode desenvolver efectivamente. Os limites actuais para a extensão máxima nos varões de FRP podem oscilar entre $\varepsilon_f = 0.2\% - 0.45\%$. A tensão máxima que se pode desenvolver no estribo, f_{fv} , é determinada pela expressão seguinte, enquanto a quantidade armadura é determinada pela teoria análoga:

$$f_{fw} = \varepsilon_{fw} E_{fw} \quad (3.59.)$$

Segundo este documento, enquanto não se estabelecerem os critérios adequados para construções com betão armado de FRP, são aplicáveis as regras dos actuais documentos nomeadamente do ACI (2006), do JSCE (1997), do BSI (1997), do Canadá (CSA, 2002), da Itália (CNR, 2007) entre outros, através da implementação de critérios simples de dimensionamento modificados dos modelos de previsão do comportamento de elementos de betão armado com aço.

iii) De acordo com o JSCE

A resistência ao corte, V_{ud} , é obtida da Equação 3.60., fornecida quando se usam em conjunto armadura longitudinal e estribos para resistir ao corte. Os estribos têm que suportar no mínimo 50% da força de corte. A resistência ao corte de cálculo é obtida a partir da contribuição da resistência ao corte do betão, adicionada da resistência da armadura de corte e da resistência ao corte da armadura axial.

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (3.60.)$$

A resistência de cálculo do betão, V_{cd} , de vigas sem armadura de corte é obtida pela seguinte equação:

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_d \quad (3.61.)$$

Por seu lado, a resistência ao corte de cálculo dos estribos, V_{sd} , é calculada a partir da seguinte equação:

$$V_{sd} = [A_w E_w \varepsilon_{fwd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s + A_{pw} \sigma_{pw} (\sin \alpha_p + \cos \alpha_p) / s_p] z / \gamma_w \quad (3.62.)$$

A extensão da armadura de corte em estado limite último, ε_{fwd} , é afectada pela resistência do betão, da rigidez da armadura de flexão e de corte e da força de compressão axial.

$$\varepsilon_{fwd} = \sqrt{f'_{mcd} \frac{P_w E_{fu}}{P_{wed} E_w}} \left[1 + 2 \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}} \right) \right] \times 10^{-4} \quad (3.63.)$$

Este documento considera ainda para a resistência ao corte a componente da força de tracção da armadura de pré-esforço paralela à força de corte, V_{ped} , obtida a partir da seguinte equação:

$$V_{ped} = P_{ed} \sin \alpha_p / \gamma_b \quad (3.64.)$$

Quando a viga é suportada directamente, V_{ud} não necessita de ser analisado a uma distância de $h/2$ desde o apoio. Nesta zona, a armadura de corte deve ser superior ao mínimo requerido e colocada desde a face do apoio. Em elementos de secções não uniformes a distância da face do suporte deve ser adoptada como a altura do elemento.

A resistência das escoras do betão pode ser obtida pela Equação 3.65. Alguns investigadores acreditam que a largura das escoras de betão armado com FRP é superior à largura exibida pelos elementos de betão tradicional. No entanto, esta hipótese carece de confirmação experimental.

$$V_{wcd} = f_{wcd} b_w d / \gamma_b \quad (3.65.)$$

3.3.4.4. Armadura mínima

i) De acordo com o ACI

O ACI (2005) requer uma quantidade mínima de armadura de corte quando V_u excede $\phi V_c/2$ prevenindo, desta forma, a rotura por corte em elementos onde a formação repentina de fendas pode

levar a uma rotura frágil. Para prevenir este tipo de rotura por corte é necessária uma reserva adequada de resistência para garantir um factor de segurança idêntico ao sugerido pelo ACI (2005) para armadura de aço. A seguinte equação permite a determinação da quantidade mínima de armadura de corte de FRP:

$$A_{fv,min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{fv}} \quad (3.66.)$$

A quantidade mínima de armadura dada pela equação anterior, derivada da equação usada para elementos de betão armado com aço, é independente da resistência do betão sendo conservativa no caso do recurso a varões de FRP. O rácio entre a resistência ao corte proveniente da Equação (3.66.) e V_c diminuirá com o aumento da rigidez da armadura longitudinal ou com o aumento da resistência do betão.

ii) De acordo com o Fib

Segundo este documento é requerida uma área mínima em vigas de estruturas importantes, em que o valor de cálculo do esforço de corte aplicado ultrapassa metade da capacidade resistente de cálculo ao corte do betão da secção em análise. Assim, a actual proposta do EC 2 (2004) ajustada ao betão armado com FRP pelos estudos de Guadagnini *et al* (referido no Fib, 2007), está descrita na Quadro 3.17. através da percentagem mínima de armadura de reforço ao corte, $\rho_{fw,min}$, correspondente à extensão máxima no FRP de $\varepsilon_f = 0.45\%$.

Quadro 3.17. – Percentagem mínima de armadura de corte, (Fib, 2007).

BA aço	$\rho_{w,min}$	BA FRP	$\rho_{fw,min}$
CEN 1992-1	$0.08\sqrt{f'_c} \frac{1}{y}$	Guadagnini <i>et al.</i>	$0.08\sqrt{f'_c} \frac{1}{0.0045Ef}$

iii) De acordo com o JSCE

Em vigas, a percentagem de armadura de corte (estribos) deve ser $\rho_{fw,min} \geq 0.15(E_0/E_{fu})\%$, distribuídos por toda a viga, sendo E_0 o módulo de elasticidade de referência (200GPa) e E_{fu} é o módulo de elasticidade da armadura de FRP.

3.3.4.5. Especificações dos estribos

i) De acordo com o ACI

O máximo espaçamento entre estribos verticais sugerido pelo ACI (2005) é o menor de $d/2$ ou $610mm$ garantindo, assim, que cada fenda de corte é interceptada por pelo menos um estribo.

É recomendado um rácio mínimo entre o raio de curvatura e o diâmetro da armadura, r_b/d_b , de 3. Os estribos devem ser fechados com um gancho de 90° .

A tensão vertical no estribo é transmitida ao betão através do comprimento do varão horizontal além da dobra. Em 1995, Ehsani *et al.* determinaram que, para um comprimento de varão além da dobra, l_{thf} , superior a $12d_b$, não há deslize significativo e nem influencia na resistência à tracção do estribo. Por conseguinte, o valor mínimo para o comprimento do varão além da dobra é de $12d_b$ (Figura 3.9.).

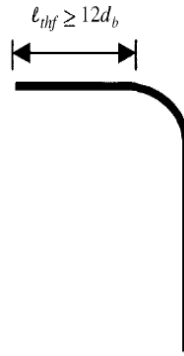
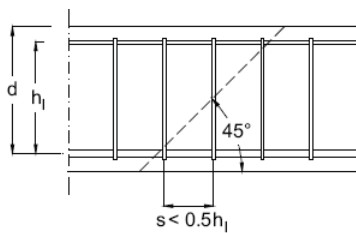


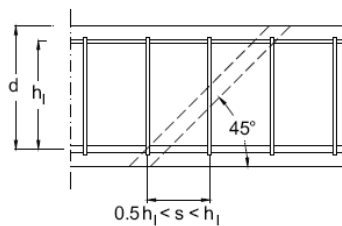
Figura 3.9. – Comprimento do estribo além do gancho (ACI, 2006).

ii) De acordo com o Fib

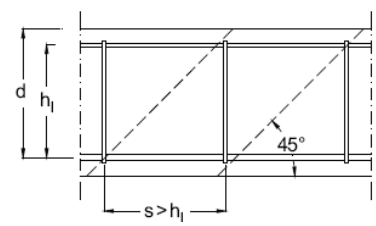
Expressando o máximo espaçamento entre os estribos em função da altura h_l do estribo, três situações distintas podem ocorrer (Figura 3.10.): mais do que um estribo é sempre atravessado quando $s < 0.5 h_l$; um ou dois estribos são atravessados quando o espaçamento s está entre $0.5 < h_l < l$; um ou nenhum estribo é atravessado quando $s > h_l$.



a) Intercepta mais de 1 estribo



b) Intercepta 1 a 2 estribos.



c) Intercepta 1 ou nenhum estribo.

Figura 3.10. – Organização geométrica dos estribos face à linha de corte a 45° (Fib, 2007).

Se a relação entre a altura do estribo e a profundidade efectiva d é assumida como $h_l = 0.9d$ a probabilidade de termos mais do que um estribo a atravessar a fenda a 45° será garantida limitando o espaçamento a: $s = 0.45d$. Este valor é menor do que o sugerido pelo EC2 (2004), $s = 0.75d$, e está alinhado com o valor sugerido pelo ACI (2005), $s = 0.5d$, permitindo uma melhor distribuição dos estribos no vão. Sugere-se que a tensão nos cantos dos estribos deve ser limitada pelo valor fornecido pela Equação 3.3. (proposta do JSCE).

iii) De acordo com o JSCE

O espaçamento dos estribos não deve ser superior a metade da altura dos elementos e não mais do que 300 mm. O final dos estribos e dos varões dobrados deve estar embebido na zona de compressão do betão.

3.3.4.6. Punçoamento

As tensões de corte associadas ao mecanismo de punçoamento surgem em elementos de laje, ao contrário das vigas. Todavia, a resistência ao corte de lajes é regida pelos mesmos princípios que os aqui descritos para vigas, prevendo-se que a resistência ao punçoamento seja afectada da mesma forma quando se utiliza varões de FRP em vez de varões de aço.

Constata-se que os modelos de dimensionamento propostos no documento do ACI (2006) são os mais completos de entre os documentos em análise neste trabalho. Pelo facto de não ser um dos objectos propostos no início do estudo, este tema não é detalhado no presente documento, remetendo-se para proposta de futuros desenvolvimentos nesta temática.

3.3.5. ASPECTOS COMPLEMENTARES

3.3.5.1. Comprimento de amarração

i) De acordo com o ACI

A tensão de tracção é transmitida para o varão através da aderência entre o varão e o betão envolvente. A aderência entre o varão de FRP e o betão é desenvolvida através de um mecanismo similar ao do varão de aço e depende do tipo de FRP, módulo de elasticidade, deformação da superfície e forma do varão.

Tensão num Varão Recto

A força no varão é transmitida por uma tensão de aderência u a actuar na superfície do varão. O equilíbrio de forças pode ser escrito da seguinte forma:

$$l_e \pi d_b u = A_{f,bar} f_f \quad (3.67.)$$

Contrariamente aos varões de aço, não é necessária mobilizar toda a resistência do varão de FRP, especialmente quando a resistência à flexão é dominada pelo esmagamento do betão e a tensão exibida pelo varão na rotura do elemento é inferior à sua resistência última.

Em 2006, Wambeke e Shield, com base nos resultados dos seus ensaios, realizaram uma regressão linear da tensão de aderência versus o recobrimento e o comprimento embebido resultando numa relação que, resolvida em função da tensão do varão para um comprimento embebido e recobrimento conhecidos, pode ser expressa da seguinte forma:

$$f_{fe} = \frac{0.083 \sqrt{f'_c}}{\alpha} \left(13.6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \frac{l_e}{d_b} + 340 \right) \leq f_{fu} \quad (3.68.)$$

Nesta equação C/d_b não deve ser superior a 3.5 e α é um factor que tem em conta a localização do varão.

Para dimensionamento, deve ser assumido que a máxima tensão no varão varia entre 0 e o valor fornecido pela Equação 3.68. ao longo de um comprimento de varão embebido de $20 d_b$. Além deste valor, a Equação 3.68. pode ser usada para determinar a tensão ao longo do varão. Deve ser feita uma verificação da capacidade resistente à flexão até ao final do varão. Se tal não se verificar deve ser aumentado o comprimento de amarração, o número de varões ou recalculer a capacidade resistente à flexão de forma a incluir a possibilidade da rotura por falta de aderência do varão.

Factor de Modificação da Localização do Varão (α)

Aquando da betonagem, ar, água, e partículas finas podem ficar debaixo do varão de FRP provocando uma quebra significativa da tensão de aderência por baixo da armadura horizontal.

Por defeito, este factor é 1.0, embora, para varões colocados por cima de mais de 300mm de betão, este factor deva tomar o valor de 1.5.

Factor de Modificação do Material

O comprimento de amarração dos varões de AFRP parece ser idêntico aos de GFRP. Por conseguinte, parece razoável a aplicação das equações de comprimento de amarração para varões de AFRP sem adição do factor de modificação do material. Relativamente aos varões de CFRP não existem dados. Contudo, devido à sua maior rigidez, é provável que haja uma redução do comprimento de amarração bem como do factor de modificação do material. Não obstante, actualmente, o factor de modificação do material recomendado é 1.0.

Momento Resistente Nominal para Secções de Aderência Crítica

As secções de aderência crítica são definidas como secções onde a máxima tensão permitida no varão de FRP é limitada pela Equação 3.68. Neste caso, o momento resistente nominal, determinado a partir do método descrito no item 3.3.2.3, deve ser recalculado uma vez que os modos de ruína possíveis passam a ser o esmagamento do betão e a rotura por falta de aderência. O momento resistente nominal para a rotura por esmagamento do betão pode ser calculado pela Equação 3.19. sendo que, esta equação é apenas aplicável se a tensão que pode ser desenvolvida no varão (f_{fe} pela Equação 3.68) é maior ou igual à tensão determinada pela Equação 3.18. Quando $\rho < \rho_{fb}$ ou $\rho > \rho_{fb}$ e a resistência do varão requerida na Equação 3.18 não pode ser desenvolvida, o modo de ruína possível é a rotura por falta de aderência. Neste caso, o momento resistente nominal pode ser determinado pela Equação 3.21. com f_{fe} da equação 3.68. que substitui f_{fu} , e f_{fe}/E_f substitui ϵ_{fu} na Equação 3.22. Um factor de redução da tensão de 0.55 é recomendado quando o modo de rotura ocorre por falta de aderência.

Comprimento de Amarração de um Varão Dobrado

Para atender à falta de dados experimentais o comité recomenda a Equação 3.69. para o cálculo do comprimento de amarração:

$$l_{bhf} = \begin{cases} 165 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{para } f_{fu} \leq 520 \text{ MPa} \\ 3.1 \frac{f_{fu}}{\sqrt{f'_c}} \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{para } 520 < f_{fu} < 1040 \text{ MPa} \\ 330 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{para } f_{fu} \geq 1040 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.69.)$$

O valor calculado por esta expressão não deve ser inferior a $12d_b$ ou 230mm. O comprimento da cauda de um gancho de varão, l_{bhf} , não deve ser inferior a $12d_b$. Longos comprimentos de cauda têm uma influência insignificante na tensão última e deslizamento do gancho. Para evitar a rotura por corte do varão, o raio da curva não deve ser inferior a $3d_b$.

Comprimento de Amarração de um Varão Recto

Para varões rectos, a resistência desenvolvida, f_{fr} , deve ser o mínimo de: f_{fu} , da resistência dada pela Equação 3.18. e da resistência dada pela Equação 3.68. O comprimento de amarração para varões rectos é definido como o comprimento de aderência necessário para garantir f_{fr} e é dado por:

$$l_d = \frac{\alpha \frac{f_{fr}}{0.083\sqrt{f'_c}} - 340}{13.6 + \frac{C}{d_b}} d_b \quad (3.70.)$$

Devido ao reduzido factor de resistência comparado com o do aço, a disposição para o comprimento de amarração de armadura positiva no ponto de inflexão e nos apoios simples indicado no ACI (2005), deve ser alterado para:

$$l_d \leq \frac{\phi M_n}{V_u} + l_a \quad (3.71.)$$

No apoio, l_a representa o comprimento de amarração além do centro do apoio, enquanto no ponto de inflexão representa a maior das profundidades efectivas do elemento ou $12d_b$. O valor de $\phi M_n/V_u$ deve ser aumentado de 30% quando o fim da armadura está confinado a uma reacção de compressão. Esta restrição do comprimento de amarração não é necessária se ficar demonstrado que o momento resistente é superior ao momento aplicado ao longo de todo o comprimento de amarração.

ii) De acordo com o Fib

Face ao exposto na secção 3.2.3 sobre a aderência betão-varão FRP, o Fib (2007) considera fundamental estabelecerem-se modelos analíticos da relação aderência-escorregamento para interpretação do comportamento de estruturas de betão armado com FRP. A investigação desenvolvida até à data de publicação da versão provisória da proposta do Fib não é suficientemente clara para propor critérios de dimensionamento. Nessas circunstâncias, este apenas faz referência e comenta as propostas de comprimento de amarração sugeridas pelo JSCE (1997), pelo regulamento Canadano CSA (2002) e pelo documento do ACI (2006).

iii) De acordo com o JSCE

Comprimento de Amarração Básico

Como regra básica, deve existir um comprimento de amarração básico obtido experimentalmente e que se determina pela seguinte equação, não devendo ser inferior a 20ϕ :

$$l_d = \alpha_1 \frac{f_{bd}}{4f_{bod}} \phi \quad (3.72.)$$

O comprimento de amarração básico da armadura de compressão deve ser $0.8l_d$.

Comprimento de Amarração Real

O comprimento de amarração l_0 não deve ser inferior ao comprimento de amarração básico l_d . Quando a área de armadura A_f é superior à área de armadura necessária obtida pelo cálculo A_{fc} , o comprimento de amarração deve ser reduzido de acordo com a equação seguinte:

$$l_0 \geq l_d \left(A_{fc} / A_f \right) \quad (3.73.)$$

$l_0 \geq l_d/3$, $l_0 \geq 10\phi$ e ϕ representa o diâmetro do varão.

O comprimento de amarração da armadura onde a ancoragem está dobrada deve cumprir as seguintes disposições: quando o raio interno da dobra não é inferior a 10ϕ todo o comprimento de amarração da armadura incluindo a dobra deve ser efectiva; quando o raio interno é inferior a 10ϕ e a parte recta além da dobra é superior a 10ϕ , apenas a parte recta além da dobra deve ser efectiva; o comprimento da parte recta não deve ser inferior ao comprimento necessário para que a tensão actuante no varão na parte dobrada não exceda a resistência da parte dobrada.

Ancoragem

A armadura não deve ser ancorada nas zonas do betão sujeitas à tracção excepto se uma das seguintes condições se verificar: a resistência ao corte de cálculo não deve ser inferior a 1.5 vezes a força de cálculo aplicada; ou, a resistência de cálculo à flexão deve ser superior a 2 vezes o momento de cálculo aplicado e a resistência ao corte de cálculo deve ser superior a 4/3 vezes a força de corte de cálculo aplicada. No caso de cumprimento de umas destas hipóteses a ancoragem da armadura deve ser estendida de $(l_d + l_s)$ além da secção onde a armadura não é mais necessária para resistir à flexão, onde l_d é o comprimento de amarração básico e l_s é a altura efectiva da secção.

Pelos menos 1/3 da armadura de momento positivo em lajes e vigas deve estar ancorado além do apoio, sem ser dobrada. Pelos menos 1/3 da armadura de momento negativo em lajes e vigas deve estar ancorado na zona de compressão estendendo-se além do ponto de inflexão, ou estendendo-se até à próxima armadura de momento negativo.

Onde a armadura de momento positivo numa viga ou laje é ancorada além do final do apoio, o comprimento de amarração da armadura não deve ser inferior a l_0 .

Os estribos devem estar fechados e devem possuir o fim da dobra na zona comprimida do betão de forma a garantir a ancoragem. O raio interno da dobra do estribo deve ser 2ϕ , onde ϕ é o diâmetro do varão. Este raio deve ser o menor possível, mas um raio demasiado pequeno pode resultar numa perda significativa de resistência.

3.3.5.2. Sobreposição de varões

i) De acordo com o ACI

O comprimento de sobreposição dos varões de FRP não está suficientemente estudado. Não obstante é sugerido um valor conservativo para o comprimento de sobreposição de $1.3l_d$.

ii) De acordo com o Fib

O comprimento de sobreposição é um aspecto que não foi abordado neste documento.

iii) De acordo com o JSCE

O comprimento de sobreposição para armadura longitudinal deve seguir as disposições indicadas no JSCE Standard Specification (JSCE, 1997).

Quando a área de armadura A_f é superior à área de armadura requerida A_{fc} , o comprimento de sobreposição deve ser reduzido de A_{fc} / A_f . Quando $A_{fc} / A_f > 350/f_d$, toma o valor de $A_{fc} / A_f = 350/f_d$, onde f_d é a resistência à tracção de cálculo do FRP, em MPa.

3.3.5.3. Recobrimento

O JSCE (1997) e o ISIS (2001) são os únicos documentos analisados que fazem referência à espessura de recobrimento de betão. Esta é essencial para garantir a boa aderência entre o varão e o betão, prevenir a fendilhação devido à expansão térmica, prevenir a dilatação devido à humidade e proteger o varão de FRP de ambientes agressivos e da acção do fogo. Segundo o JSCE (1997), o recobrimento de betão deve ser determinado com base na qualidade do betão, no diâmetro dos varões e suas características, nas condições ambientais, nos erros de construção e na importância da estrutura. O recobrimento de betão pode, assim, ser obtido pela seguinte equação não devendo ser inferior ao diâmetro do varão de FRP:

$$c_{\min} = \alpha c_0 \quad (3.74.)$$

Nesta expressão c_{\min} representa o recobrimento mínimo de betão e α corresponde ao factor de recobrimento dependente da resistência de cálculo do betão f_{ck} , tomando os seguintes valores:

$$\begin{aligned} f_{ck} &\leq 18\text{MPa}; \alpha = 1.2 \\ 18\text{MPa} &< f_{ck} \leq 34\text{MPa}; \alpha = 1.0 \\ f_{ck} &> 34\text{MPa}; \alpha = 0.8 \end{aligned} \quad (3.75.)$$

c_0 é o recobrimento de betão básico dependente do tipo de elemento estrutural, tal como demonstrado no quadro seguinte:

Quadro 3.18. – Recobrimento de betão básico (JSCE, 1997).

Elemento	Laje	Viga	Pilar
c_0	25	30	35

Este documento refere ainda situações particulares onde o recobrimento deve ser aumentado tais como:

- Betão em contacto directo com o solo deve ter um recobrimento não inferior a 75mm.
- O recobrimento de betão colocado debaixo de água não deve ser inferior a 75mm, sendo este valor reduzido de 25mm se for garantida a qualidade do recobrimento.
- Para situações em que o betão está sujeito à abrasão pela água corrente deve ver o seu recobrimento aumentar pelo menos 10mm.
- Elementos colocados em rios ácidos ou sujeitos a acções químicas severas devem ser protegidos.
- Para estruturas em que a protecção ao fogo é essencial o recobrimento de betão deve ser determinado tendo em conta a resistência ao fogo do FRP, a temperatura e duração do incêndio e características dos agregados.

Relativamente ao ISIS (2001), este apenas fornece a espessura mínima de recobrimento mediante a exposição interior ou exterior e o tipo de elemento estrutural como se demonstra no Quadro 3.19.:

Quadro 3.19. – Recobrimento de acordo com ISIS (2001).

Exposição	Vigas	Lajes
Interior	2.5d _b ou 40mm	2.5d _b ou 20mm
Exterior	2.5d _b ou 50mm	2.5d _b ou 30mm

d_b é o diâmetro do varão em mm

3.3.5.4. Espaçamento entre varões

O ISIS (2001) é o único documento que faz referência ao espaçamento máximo e mínimo entre varões de FRP. Assim, o espaçamento mínimo de varões longitudinais deve ser adoptado tomando como o máximo valor de:

- 1.4 d_b;
- 1.4 vezes a máxima dimensão do agregado;
- 30mm;
- o recobrimento obtido acima;

O espaçamento máximo de varões longitudinais de FRP deve ser tomado seguindo as recomendações sugeridas para o espaçamento entre varões longitudinais de aço pelo ISIS (2001), como o menor valor dos seguintes:

- 5 vezes a espessura da laje;
- 500mm;

3.3.5.5. Efeito da temperatura e retracção do betão

O documento do ACI (2006) é o único a referir-se à armadura para atender à temperatura e retracção com vista a limitar a abertura de fendas. A fissuração perpendicular ao vão devida à retracção é restringida pela armadura de flexão. Por conseguinte, apenas é necessária armadura perpendicular ao vão para controlar a fissuração paralela a este. Quando é usada armadura de FRP devida à temperatura e retracção a quantidade desta deve ser determinada por:

$$\rho_{f,ts} = 0.0018 \frac{440}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f} \quad (3.76.)$$

Devido à experiência limitada é recomendado que o rácio ($\rho_{f,ts}$) de armadura da temperatura e retracção não seja inferior a 0.0014 (0.14%), ou seja, o mínimo valor especificado pelo ACI (2005) para a armadura de aço. O limite superior do rácio não deve ser superior a 0.0036 (0.36%).

O espaçamento da armadura de temperatura e retracção não deve exceder o menor dos seguintes valores: três vezes a espessura da laje ou 300mm.

3.3.6. RESUMO DOS PROCEDIMENTOS PARA PROJECTO

Face ao exposto ao longo dos vários itens que constituem a secção 3.3 sobre revisão de modelos de dimensionamento, nesta fase, procura-se resumir as etapas principais que constituem os procedimentos para o dimensionamento de vigas ou lajes de betão armado de FRP. No Quadro 3.20. apresentam-se os procedimentos referidos e os requisitos de verificação de segurança segundo a proposta do ACI (2006).

Quadro 3.20. – Procedimentos de dimensionamento segundo ACI (2006).

Procedimento	Requisito de cálculo	Observações
1. Pré-dimensionamento: espessura	$h > \text{limites do Quadro 3.9.}$	De acordo com Quadro 3.9.
2. Acções: Esforços Condicionantes (ELU e ELS)		De acordo com ACI (2005)
3. Materiais: Propriedades de cálculo		De acordo com Quadro 3.1.
4. ELU: Cálculo da armadura de flexão	$\phi M_n > M_u$	Ruína por esmagamento do betão, M_n obtido a partir da Equação 3.19. Ruína por rotura do FRP, M_n obtido a partir da Equação 3.21. M_u é determinado no ponto 2. ϕ Obtido a partir da Equação 3.23.
5. Estado Limite de Serviço (ELS)		
Verificação da Fendilhação	$W < \text{limite especificado no Quadro 3.8.}$	w obtido a partir da Equação 3.30
Verificação da deformação	$\Delta_{(cp+sh)} < \text{limite especificado no Quadro 3.10.}$	$\Delta_{(cp+sh)}$ obtido a partir da Equação 3.43.
Verificação das tensões	$f_{fs} < \text{limite especificado no Quadro 3.13.}$	$f_{f,s}$ obtido a partir da Equação 3.49.
6. ELU: Verificação de segurança ao corte	Se $V_c > V_u$, não há necessidade de armadura de corte Se $V_c < V_u$, há necessidade de armadura de corte, então $V_c + V_f > V_u$ Espaçamento dos estribos é o menor de $d/2$ e 610mm Comprimento da cauda do estribo $\geq 12d_b$	V_c é obtido a partir da Equação 3.50. V_u é determinado no ponto 2. V_f obtido a partir da Equação 3.53.
7. Disposições construtivas		
Armadura longitudinal mínima		$A_{f,min}$ obtido a partir da 3.28.
Comprimento de amarração	Comprimento de sobreposição $= 1.3l_d$	Varão dobrado: l_{bhf} obtido a partir da Equação 3.69. Varão recto: l_d obtido a partir da Equação 3.70.

3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O resumo do essencial dos três documentos permitiu obter uma visão global sobre os assuntos por eles abordados bem como os assuntos em falta. Da análise dos três documentos constata-se que o ACI (2006) é, de todos, o mais completo. Por essa razão, aprofundou-se um pouco mais este último no sentido de esclarecer todos os pressupostos de dimensionamento.

O dimensionamento de estruturas de betão armado com varões de FRP é semelhante ao dimensionamento de estruturas armadas com varões de aço. Contudo, as diferenças mecânicas entre os dois tipos de varões impõem alterações nas expressões dos diversos estados limites (ELU e ELS).

A análise do comportamento geral dos elementos de betão armado com varões de FRP permitiu concluir que as verificações à flexão e ao corte, em ELU, são realizadas com base nos modos de ruína. Assim, para a verificação à flexão são considerados os modos de ruína por esmagamento do betão, por rotura do FRP e por perda de aderência betão-varão para se mobilizar a tensão última. Relativamente aos modos de ruína possíveis por corte são referidos a rotura da armadura de corte (esforço transversal) e o esmagamento das escoras. A análise da aderência permitiu concluir que o mecanismo de aderência betão-FRP apresenta um carácter mais friccional do que o mecanismo de aderência betão-aço.

Para a análise dos elementos armados com FRP em ELU, todos os documentos, com excepção do JSCE (1997), apresentam expressões para a determinação do momento resistente da secção com base nos modos de ruína. O ACI (2006) é muito conservativo, uma vez que face ao modo de ruína definido, apenas considera 55% a 65% do valor do momento resistente. Esta situação deve-se, por um lado à falta de domínio desta técnica de construção, por outro lado ao ACI (2006) utilizar uma abordagem diferente do documento europeu (Fib, 2007) porque não minora as propriedades dos materiais, com excepção das propriedades do FRP para atender à exposição ambiental.

A análise do Estado Limite de Serviço (ELS) compreende, tal como sucede nos elementos armados com aço, a verificação da fendilhação, da deformação e das tensões nos materiais. No que concerne à fendilhação, os valores especificados para a abertura máxima de fendas são, tal como seria de esperar, superiores aos preconizados para os elementos armados com aço. Relativamente à verificação da deformação, as diversas propostas avançam com alturas mínimas das secções, atendendo às condições de apoio. No entanto, estes limites conduzem a alturas de secções superiores às existentes nos elementos armados com varões de aço. Este facto deve-se à menor rigidez exibida pelos varões de FRP. No que diz respeito à verificação das tensões nos materiais são especificados limites para controlar a fluência e a fadiga. Esta limitação é fundamental por questões de durabilidade pois, os varões, sob a acção de tensões elevadas, podem fendilhar, conduzindo a uma exposição directa das fibras aos diversos ambientes agressivos.

A verificação ao corte de elementos armados com FRP é semelhante à de elementos armados com aço. Contudo, é necessário limitar a extensão na armadura compósita de forma a controlar a abertura de fendas de corte. Não obstante, a resistência de um varão de FRP dobrado é inferior à resistência de um varão recto. Assim, a máxima tensão a usar no estribo de FRP é o mínimo entre a tensão resultante da limitação da extensão e a tensão do varão dobrado. Refira-se que a tensão no estribo de aço corresponde à tensão de plastificação.

Relativamente ao comprimento de amarração, os varões de FRP não podem ser dobrados em obra, ao contrário dos varões de aço. O facto de serem pré-fabricados implica que tenham de possuir um comprimento de sobreposição necessário para garantir a mobilização da tensão.

O recobrimento dos varões de FRP não apresenta, contrariamente ao que seria de esperar, valores muito afastados dos preconizados para os varões de aço. Apesar da maior resistência química apresentada pelos primeiros são necessárias espessuras de recobrimento iguais ou superiores às definidas para os varões de aço, devido à necessidade de mobilizar a aderência betão-varão de FRP.

4

CONSTRUÇÃO E CUSTO

4.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objectivos reunir os principais procedimentos de construção inerentes à técnica de betão armado com uso dos varões de FRP e avaliar os custos estimáveis para a sua execução.

A maioria dos procedimentos de construção para betão armado com varões de FRP é comum aos procedimentos de construção de betão armado corrente. Por conseguinte, o presente capítulo apenas especifica as diferenças associadas ao tipo de armadura usada.

A análise de custos consiste na comparação dos custos das duas técnicas de construção, correntemente mencionadas no presente trabalho, permitindo avaliar a viabilidade do uso de varões de FRP em betão armado. Esta análise engloba duas parcelas: o custo directo e custo composto.

4.2. PROCEDIMENTOS DE CONSTRUÇÃO

4.2.1. INTRODUÇÃO

Os procedimentos de construção associados a esta técnica são muito próximos da generalidade dos procedimentos de construção para betão armado com varões de aço. Contudo, a trabalhabilidade em obra da armadura de FRP é substancialmente diferente da armadura de aço por várias razões. Uma delas prende-se com o facto dos varões de FRP não poderem ser dobrados em obra, tal como acontece com os varões de aço. Este facto implica que os varões sejam produzidos em fábrica com as dobras pretendidas. Por conseguinte, e no sentido de perceber os diâmetros disponíveis para os varões dobrados, o projectista deve trabalhar com o fabricante desde o início do projecto.

As operações de construção devem ser executadas de forma a minimizar os danos provocados nos varões de FRP. Estes devem ser manobrados, armazenados e colocados com maior cuidado do que os varões de aço.

Seguidamente são especificados os cuidados a ter no manuseamento e armazenamento dos varões bem como na sua colocação, finalizando-se a secção com uma breve referência ao controlo de qualidade e inspecção.

4.2.2. MANUSEAMENTO E ARMAZENAMENTO DOS VARÕES

Os varões de FRP são susceptíveis a danos na sua superfície que, uma vez picada, pode levar à redução da resistência do varão. No caso dos varões de GFRP a situação torna-se ainda mais gravosa uma vez que a danificação da superfície pode provocar perda de durabilidade devido à infiltração dos álcalis. De forma a minimizar a danificação dos varões e a evitar ferimentos nos operadores, os documentos e fichas de fabricantes consultados propõem as seguintes regras (ver Figura 4.1):

- Devem ser manuseados com luvas de forma a evitar ferimentos pessoais quer em fibras soltas quer em espinhas afiadas;
- Devem ser colocados sob paletes de forma a mantê-los limpos e a proporcionar um fácil manejo;
- Devem ser armazenados num ambiente seco ao abrigo de elevadas temperaturas, raios ultravioleta, substâncias químicas e outros ambientes que possam provocar danos.
- De forma a evitar danos nas saliências dos varões, estes não devem ser arrastados pelo chão;
- No contexto de armazenamento, a utilização de determinados materiais pode, através da libertação de certos compostos, contaminar os varões de FRP. Substâncias que reduzam a aderência devem ser removidas limpando os varões com solvente. Contudo, é necessário ter atenção a escolha deste, pois existem solventes como, por exemplo, a gasolina e até a água destilada que danificam os varões de FRP, daí ser necessário obter informação sobre o solvente junto do seu fabricante;
- Pode ser necessário o uso de espaçadores para que os varões de FRP possam ser içados sem grande deformação.

Quando for necessário o corte dos varões, este deve ser feito por um disco de elevada velocidade ou uma lâmina de serrote fina. Durante esta operação, o operador deve usar máscara de pó, luvas, e óculos de protecção. De acordo com o JSCE (1997), a selagem da extremidade dos varões cortados não é necessária desde que nenhum agente penetre mais do que uma pequena profundidade dentro do varão.



Figura 4.1. – Armazenamento e manuseamento dos varões (SIREG, 2009).

4.2.3. COLOCAÇÃO DOS VARÕES

Em geral, os varões de FRP são colocados como os varões de aço. Por isso, as práticas comuns na construção civil podem ser aplicadas, mas com as seguintes excepções:

- A armadura de FRP deve ser colocada e sustentada por suportes tipo cavalete que devem ser consistentes com o objectivo da armadura (por exemplo propriedades não corrosivas e não magnéticas), a não ser que condições específicas de projecto justifiquem o uso de suportes convencionais do varão. Os requisitos dos suportes devem ser incluídos nas especificações de projecto.

- A armadura de FRP é leve e deve estar convenientemente amarrada com arame revestido por plástico ou fio de nylon de forma a prevenir a flutuação durante a betonagem e vibração do betão. Os requisitos para os laços devem ser incorporados nas especificações do projecto (Figura 4.2).
- A armadura de FRP não deve estar em contacto com a armadura de aço;
- Não deve ser permitido dobrar varões de FRP termoendurecíveis em obra;
- Sempre que é necessária a continuidade da armadura devem ser usados comprimentos de sobreposição. Estes dependem da resistência do betão, tipo de betão, tipo de varão, diâmetro, geometria da superfície, espaçamento e recobrimento de betão;

O sistema Schoeck Combar (SKOECK, 2007), fabricante alemão, fornece espaçadores para quando o betão armado não pode conter elementos de aço. Fornece ainda dispositivos para a conexão dos varões de FRP com gaiolas de aço, tal como o demonstrado na Figura 4.3.

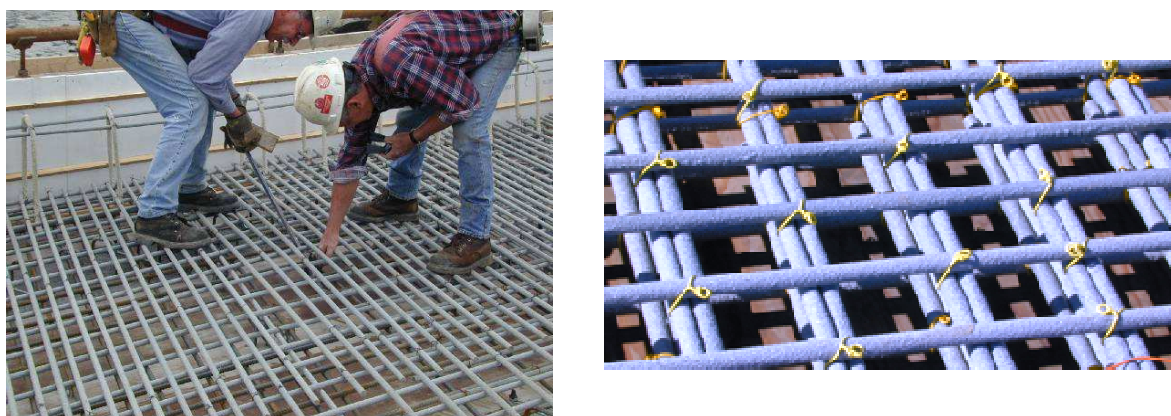


Figura 4.2. – Execução e forma dos laços para amarrar a armadura (ISIS, 2003).



a) Espaçador

b) Dispositivo para unir varões

c) Cordão de arame

Figura 4.3. – Dispositivos para varões de FRP (SHOECK, 2007).

4.2.4. CONTROLO DE QUALIDADE E INSPECÇÃO

O objectivo primário do controlo de qualidade é assegurar que o processo de execução de um elemento estrutural decorra de acordo com o exigido no projecto, em termos de materiais e procedimentos de construção, e respeite todas as normas e regulamentos aplicáveis. Visando-se que, desta forma, no final da sua execução, a nova estrutura terá o desempenho desejado pelo projectista.

Pelos factos expostos nos capítulos precedentes, o controlo de qualidade deverá ser processado para além das fases exigidas habitualmente à técnica de execução do betão armado, a dois níveis principais

relativos aos varões de FRP: a fase de produção e a fase de aplicação em obra. Os documentos base deste trabalho apresentam-se omissos ou pouco claros a respeito deste tema, destacando-se, contudo, as publicações do ACI (ACI, 2006 e ACI, 2004).

Relativamente à fase de produção, o controlo de qualidade deve ser levado a cabo através da realização de ensaios aos varões de FRP quer pelo fabricante quer por laboratórios certificados para estes serviços. De acordo com o exposto no Capítulo 2, sugere-se que os ensaios devem ser realizados em conformidade com os requisitos especificados para as “fichas técnicas” dos varões, a nível de propriedades geométricas, físicas, mecânicas e outras descritas na secção 2.4.2. Só assim é possível obter uma certificação de qualidade do produto.

Sempre que se verifique qualquer mudança no processo de fabrico ou dos materiais, devem ser realizados, pelo menos uma vez antes e depois, os seguintes ensaios de caracterização dos materiais:

- Resistência, módulo de elasticidade e extensão última à tracção na direcção das fibras.
- Resistência à fadiga.
- Resistência à aderência.
- Coeficiente de dilatação térmica.
- Durabilidade em ambiente alcalino.

Em fase de obra, deve exigir-se a certificação dos produtos encomendados em conformidade com os requisitos especificados no caderno de encargos da obra. Caso contrário, para avaliar-se o controlo de qualidade de um lote de varões de FRP é recomendado a determinação, pelo menos, da resistência, módulo de elasticidade e extensão última à tracção na direcção das fibras. Sob pedido, o fabricante deve fornecer o certificado de conformidade de qualquer lote de varões de FRP com a descrição dos ensaios levados a cabo, podendo, adicionalmente, o projectista exigir outras propriedades especificadas na secção 2.4.2.

4.3. ANÁLISE DE CUSTOS

4.3.1. INTRODUÇÃO

Ao longo do presente trabalho procurou-se comparar os varões de FRP com os de aço em diferentes aspectos. Nesta fase, o objectivo é a comparação dos diferentes custos de construção com varões de FRP e com varões de aço. Desta análise será possível extrair conclusões sobre a viabilidade económica dos varões de FRP no betão armado sendo que, apesar de mais dispendiosos do que os varões de aço numa fase inicial podem apresentar-se vantajosos a longo prazo. Contudo, essa análise a longo prazo sai do âmbito do presente trabalho, sendo de notar que se trata de uma análise muito complexa.

A análise de custos engloba dois tipos de custos: o custo directo e o custo composto.

4.3.2. CUSTO DIRECTO

A comparação do custo directo de um varão de FRP e de um varão de aço corrente é essencial para esclarecer uma das razões pela qual não tem sido corrente, no nosso país, o recurso a esta técnica.

O custo directo consiste em obter o custo de produção de um varão considerando as seguintes hipóteses:

- O varão ser recto;

- O tipo de acabamento superficial (fibra entrelaçada, colagem de areia, forma na moldagem, etc.);
- Diâmetros correntes de $6\text{mm} \leq \phi \leq 32\text{mm}$;
- Varões sujeitos a taxas locais obrigatórias.

Após todo um trabalho de pesquisa, foram consultados os fornecedores/produtores de varões introduzidos no Capítulo 2 no sentido de facultarem os preços dos seus produtos. No entanto, os preços obtidos são meramente indicativos, uma vez que são relativos ao país de produção. Desta forma, o fabricante japonês dos varões FIBRA (2006), o fabricante canadiano dos varões V-ROD (PULTRALL, 2008) e o fabricante alemão dos varões COMBAR (SHOECK, 2007) forneceram preços isentos de despesas de transporte e de taxas de exportação. Relativamente ao representante nacional dos varões ASLAN (2008), a BIU Internacional apenas forneceu os preços de alguns diâmetros. Os preços dos varões de aço foram obtidos junto de J. SOARES CORREIA, Armazéns de Ferro. No sentido de reunir todos os preços obtidos e de forma a compará-los por diâmetros correntes e outros específicos dos FRP, foi elaborado o Quadro 4.1 em que os preços estão expressos em €/m.

Quadro 4.1. – Análise do preço dos varões (por diâmetro).

φ (mm)	GFRP				AFRP			Aço		
	Aslan 100	V-ROD ⁽¹⁾		Combar	Glasspree	Fibra ⁽²⁾	S400	S500	Inox	Revestido com epoxy
		Standard	HM							
Diâmetros correntes no Aço (Preço €/m)										
6	s/i	0.42	s/i	-	-	-	0.16	0.16	15.78	4.67 (S500)
8	-	-	-	1.22	-		0.27	0.28		
10	s/i	0.64	s/i	-	-		0.41	0.41		
12	-	-	-	2.74	s/i		0.56	0.58		
16	s/i	1.70	2.22	4.87	s/i		0.99	1.01		
20	-	-	-	-	-		1.55	1.58		
25	8.48	5.59	5.59	11.88	s/i		2.47	2.52		
32	10.65	-	13.03	19.46	s/i		4.28	4.36		
Outros Diâmetros para FRP (Preço €/m)										
3	-	-	-		-	1.87				
5	-	-	-	-	-	3.00				
7	-	-	-	-	-	5.25				
9	-	-	-	-	-	6.75				
11	-	-	-	-	-	9.37				
13	s/i	1.06	1.46	-	-	13.49			-	
15	-	-	-	-	-	17.99				
19	5.35	2.69	s/i	-	-	-				
22	s/i	3.68	5.07	-	-	-				
29	9.70	-	-	-	-	-				
Preço €/kg (Valores médios)										
Valor médio	8.01	4.94	6.30	11	s/i	113.70	0.66	0.67	10	2.96

(1) Taxa de conversão em euros de 1.39Dólares à data de 18 de Junho de 2009; (2) Taxa de conversão em euros de 133.39Yen à data de 18 de Junho de 2009; s/i - sem informação até à data desta publicação.

Da análise do Quadro 4.1., constata-se que não há correspondência entre os diâmetros standardizados na América do Norte, na Europa e no Japão. Excepção feita aos diâmetros de 16, 25 e 32mm usados, simultaneamente, nos referidos continentes. Comparando os preços destes diâmetros como se ilustra na Figura 4.4.(a), os valores anunciados pelo fabricante Alemão do varão COMBAR são quase o dobro dos fornecidos pelo fabricante Canadiano do varão V-ROD. De notar que o preço deste último varão é o preço praticado na América do Norte estando, naturalmente, sujeito a despesas de exportação. Relativamente ao fabricante japonês, apesar de os diâmetros serem muito distintos de todos os outros fabricantes, os preços são claramente superiores, mesmo para diâmetros próximos. Isto fica a dever-se ao facto dos varões serem de AFRP (fibra de aramida), contrariamente ao que sucede a todos os outros varões que são de GFRP (fibra de vidro).

Continuando a análise do quadro anterior, podemos ainda efectuar a comparação dos preços dos varões de FRP e dos varões de aço. Da análise dos diâmetros idênticos, conclui-se que os preços por metro dos varões de FRP são cerca de 2,3 a 4,7 vezes superiores aos dos varões de aço corrente, quando comparados os preços fornecidos pelo fabricante Canadiano e Alemão, respectivamente (comparação ilustrada na Figura 4.4.b). No entanto, quando se comparam os preços/m dos varões de aço inox e dos varões de aço revestidos com pintura epoxy para atender às mesmas exigências dos varões de GFRP (a resistência à corrosão e a neutralidade electromagnética), constata-se que o preço/m dos varões de fibra de vidro é cerca de 0.27 a 0.51 vezes o preço/m dos varões de aço inox e 0.9 a 1.7 vezes o preço/m do aço revestido com epoxy.

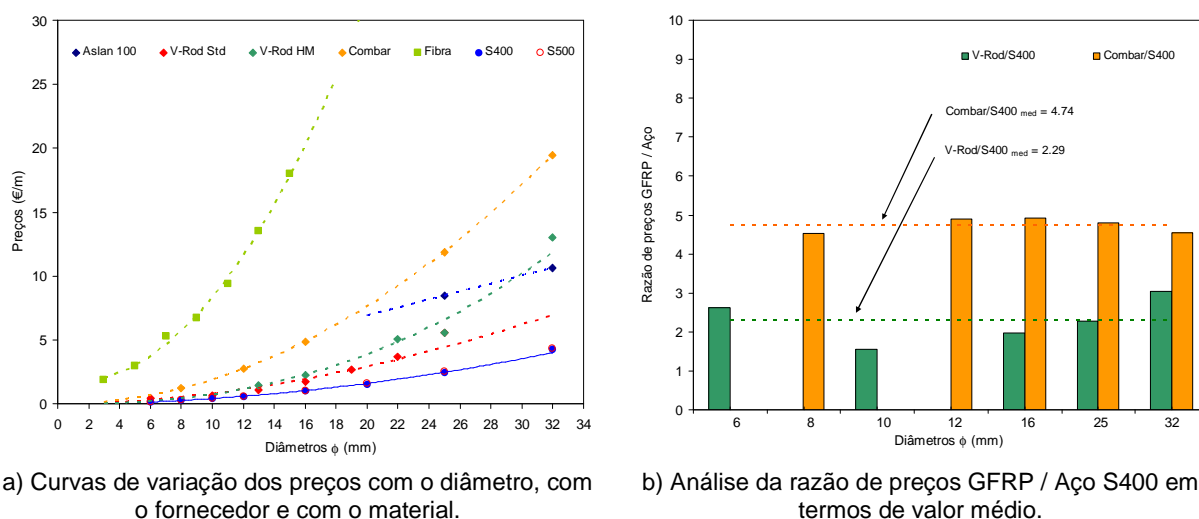


Figura 4.4. – Análise de custos directos entre varões FRP e de Aço (€/m).

A comparação do preço/kg dos varões de FRP com o dos varões de aço é muito desfavorável. Se relacionar o preço do varão V-ROD Standard e do varão Combar com o preço do varão de aço, este revela ser, respectivamente, cerca de 7 a 16 vezes superior ao do aço (valores médios – Quadro 4.1.). Apesar disso, como o peso destes varões é cerca de 25% a 28% inferior ao peso dos varões de aço, o preço/m dos varões de FRP é, tal como foi referido anteriormente, 2,3 a 4,7 vezes superior ao preço dos varões de aço. No entanto, quando se comparam os preços/kg dos varões de GFRP com o dos varões de aço inox e com dos varões de aço revestido com pintura epoxy, constata-se que o preço/kg dos varões de GFRP é 0.5 a 1.1 vezes o preço/kg dos varões de aço inox e 1.7 a 3.7 vezes o preço/kg dos varões de aço revestido com pintura epoxy.

Quando a comparação dos preços é realizada com base na força resistente à tracção mobilizada por cada varão, os varões de FRP revelam-se muito competitivos. No sentido de demonstrar tal afirmação, foi determinada a força última característica ($F_f = f_f \times A_f$) para cada diâmetro do varão V-ROD Standard e calculado o diâmetro do varão de aço necessário para mobilizar a mesma força (ϕ_{eq}). Nesta operação foram admitidos os valores característicos da tensão de cedência do aço e da tensão última do GFRP. A comparação de preços entre as soluções está resumida no Quadro 4.2., bem como a comparação de rigidez. Em geral, a rigidez exibida entre os varões de GFRP é cerca de 20% a 25% da rigidez do varão de aço, quando são comparados varões com o mesmo diâmetro. No entanto, esta percentagem reduz-se quando se compara a rigidez de varões que mobilizam a mesma força. Tal sucede uma vez que, são necessários diâmetros de varões de FRP inferiores aos diâmetros dos varões de aço para mobilizar a mesma força. Por conseguinte, a razão entre rigidezes diminui tal como demonstra o Quadro 4.2.

Quadro 4.2. – Análise do preço dos varões (por resistência equivalente).

V-ROD Standard		Força última (kN)	S400			S500		
ϕ (mm)	Custo ⁽¹⁾ (€/m)		ϕ_{eq} (mm)	Custo GFRP/S400	EA _{GFRP} /EA _{S400} (%)	ϕ_{eq} (mm)	Custo GFRP/S500	EA _{GFRP} /EA _{S500} (%)
6	0.42	27.8	10	1.02	9	10	1,02	9
10	0.64	43.6	16	0.65	8	16	0,63	8
13	1.06(1.46)	99.7	20	0.68	9	16	1,05	15
16	1.70(2.22)	148.8	25	0.69	10	20	1,08	15
19	2.69	207.6	32	0.63	8	25	1,07	14
22	3.68(5.07)	268.4	32	0.86	11	32	0,84	11
25	5.59(5.59)	341.9	s/d	-	-	32	1,28	16
Valores médios				0.76	9.17		1.00	12.57

(1) Custo para a solução de V-ROD HM; s/d solução sem diâmetro comercial disponível.

Da análise do Quadro 4.2. constata-se que, quando o termo de comparação se trata da força resistente os custos dos varões de FRP aproximam-se bastante dos exibidos pelos varões de aço (valores médios de 0.76 a 1.00 para o S400 e S500, respectivamente). Contudo, quando é comparada a rigidez dos varões que mobilizam a mesma força resistente, os varões de FRP exibem uma rigidez que varia entre 8% e 16% da rigidez dos varões de aço (valores médios de 9.17 a 12.57 para o S400 e S500, respectivamente). Tal situação fica a dever-se ao facto de ser necessário um varão de FRP com diâmetro inferior ao diâmetro de aço para mobilizar a mesma força, o que, aliado ao facto do aço possuir um módulo de elasticidade cerca de três vezes superior, contribui para esta grande diferença na rigidez. Este facto acarreta implicações no dimensionamento em termos de controlo da deformação. Apesar de a área de FRP ser inferior à área de aço para se mobilizar a mesma força resistente, é necessária uma maior quantidade de armadura de compósito para que a peça de betão armado correspondente possua uma rigidez próxima da exibida pela peça de betão armado com aço e assim cumprir os requisitos de serviço.

4.3.3. CUSTO COMPOSTO

O custo composto é o custo total dos elementos de betão armado e que engloba o custo dos materiais, o custo da mão-de-obra e o custo de transporte dos materiais (Fonseca, 2005).

No que diz respeito ao custo dos materiais, este encontra-se dividido sobretudo entre os custos do betão, custos da cofragem e custos da armadura. Neste caso, admite-se que os custos do betão e da cofragem são idênticos para os elementos armados com FRP e com aço. Os primeiros, poderão ser menores se atender às vantagens apresentadas pelo FRP relativas à resistência a meios agressivos e ao facto de os requisitos relativos ao betão poderem ser menos severos no betão armado com FRP face ao tradicional. No entanto, os custos da armadura são, tal como se constatou na secção anterior, muito diferentes, sendo os custos da armadura de FRP muito superiores aos da armadura de aço.

O custo da mão-de-obra está dividido em custos com o betão (produção e colocação), custos da cofragem (construção) e custos de armadura (preparação e colocação). Os dois primeiros custos são idênticos para os dois tipos de construção, variando apenas os custos com a mão-de-obra da armadura que tende a ser menor no caso do FRP. Tal acontece pois, como a armadura de FRP não pode ser dobrada, os estribos e os ganchos de amarração têm que ser pré-fabricados facilitando, assim, as operações de montagem. Além disso, a maior leveza exibida pelos varões de FRP facilitam as operações de colocação, não sendo necessários os mesmos equipamentos usados para a colocação da armadura de aço.

Por último, o custo de transporte dos materiais, nomeadamente, do betão, cofragem e armadura são idênticos com excepção deste último, uma vez que o menor peso dos varões de FRP conduz a menores custos de transporte.

Como conclusão do acima exposto, o custo composto final vai depender, essencialmente, da armadura usada, FRP ou aço.

De forma a comparar o custo composto de elementos de betão armado tradicional com elementos de betão armado com FRP foi realizado um exemplo de uma laje e de uma viga com base nas duas técnicas de construção. Este estudo é apresentado no próximo Capítulo 5.

4.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo reuniram-se os principais aspectos sobre os procedimentos de construção a incluir em qualquer caderno de encargos de betão armado com varões de FRP.

Em termos gerais, aplicam-se os procedimentos de construção para betão armado com varões de aço à excepção dos itens 4.2.2 e 4.2.3 que são específicos para esta nova técnica.

Por se tratar de uma técnica nova que recorre a varões ainda não normalizados na indústria da produção, torna difícil o estabelecimento de requisitos de controlo de qualidade. O ACI (2006) já propõe um conjunto de requisitos para controlo sobretudo da produção de varões de FRP. Neste sentido, muito caminho há a percorrer no futuro com o intuito da normalização de procedimentos para controlo de qualidade.

O custo da construção com varões de GFRP é muito superior ao da construção corrente por diversos factores. Quando se comparam o preço/kg, os varões de GFRP são cerca de 7 a 16 vezes mais caros do que os varões de aço corrente. Uma vez que o peso destes varões é cerca de 25% a 28% inferior ao peso dos varões de aço, o preço/m dos varões de FRP é 2.3 a 4.7 vezes superior ao preço/m dos varões

de aço. Por conseguinte, a aplicação desta técnica apenas é justificada para casos especiais como os que têm sido mencionados ao longo desta dissertação.

Uma das formas de aumentar a competitividade deste tipo de varões é a existência de um produtor com representação a nível nacional, de forma a reduzir ao mínimo os custos de transporte. Existe ainda, a necessidade de redução dos custos de produção com a optimização do processo de fabrico permitindo a prática de preços mais próximos aos do aço de forma a aumentar o número de aplicações no nosso país.

Quando nesta análise se entra em consideração com os custos do aço inox e do aço revestido com pintura epoxy para atender à agressividade do meio, conclui-se que o custo dos varões de GFRP pode ser muito vantajoso para estas situações particulares uma vez que é muito menor do que o custo dos varões de aço inox. Apesar dos varões de GFRP serem mais caros do que os varões de aço revestido com pintura epoxy consegue-se garantir uma maior protecção a ambientes agressivos dado que é difícil, em obra, garantir a espessura da pintura epoxy.

Da análise de custos, conclui-se que existe muito mais informação relativa a varões de GFRP do que a varões de AFRP e CFRP. Este facto fica a dever-se à maior resistência associada a estes últimos, o que conduz a diâmetros muito pequenos para exhibir a mesma força dos varões de GFRP. Ora, esta situação é problemática em betão armado corrente, pois são necessários diâmetros próximos dos exibidos pelos varões de aço para ser possível mobilizar a aderência necessária entre varão/betão. Não obstante, o custo/kg dos varões de AFRP presentes no Quadro 4.1. são cerca de 117 vezes o custo dos varões de aço. Todos estes aspectos contribuem para o facto da utilização dos varões de AFRP e CFRP se limitar, apenas, a aplicações de pré-esforço, onde é necessária uma elevada resistência última.

5

CASOS ESTUDADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Ao longo do presente trabalho foi realizada a descrição das características dos varões de FRP, bem como as particularidades do dimensionamento de estruturas de betão armado com estes materiais.

De forma a obter uma comparação e uma melhor percepção das diferenças entre o dimensionamento de estruturas de betão armado com aço e estruturas de betão armado com FRP, realiza-se, no presente capítulo, o dimensionamento de uma viga e de uma laje armada com os dois tipos de materiais. A planta estrutural dos elementos a dimensionar encontra-se na Figura 5.1., sendo de notar que o dimensionamento da viga e da laje estão interligados, uma vez que este último elemento estrutural descarrega os esforços no primeiro.

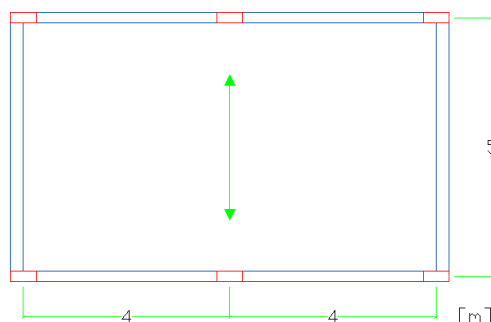


Figura 5.1. – Planta estrutural da laje e da viga.

Posteriormente procede-se a uma análise de custos, nomeadamente a determinação do custo composto introduzido no Capítulo 4. Esta análise tem por objectivo avaliar e comparar, com base no dimensionamento realizado, os custos dos elementos armados com as duas técnicas em confronto, de forma a extrair conclusões sobre a viabilidade da construção de elementos de betão armado com varões de FRP.

5.2. CASO 1: A LAJE

5.2.1. DADOS INICIAIS

5.2.1.1. Modelo estrutural

Para o dimensionamento da laje de betão armado, considerou-se que se tratava de uma laje vigada armada numa direcção, com um vão de 5m e simplesmente apoiada, que descarrega os esforços actuantes na viga a dimensionar. O modelo de cálculo da laje considerado está presente na Figura 5.2.



Figura 5.2. – Modelo de cálculo da laje.

5.2.1.2. Acções

A laje está sujeita às seguintes acções:

- Acções permanentes: $G_k=2.0\text{kN/m}^2$, excepto peso próprio;
- Acções variáveis: $Q_k=4\text{kN/m}^2$, com um $\psi_2=0.4$;

5.2.1.3. Materiais

Os materiais usados foram os seguintes:

- Betão C25/30;
- Aço: S500;
- GFRP: ASLAN 100 (Para $\phi 13$ vem $f_{fu}^*=690\text{ MPa}$ e $\varepsilon_{fu}^*=0.015$)

5.2.2. DIMENSIONAMENTO: CÁLCULO E RESULTADOS

5.2.2.1. Considerações

O dimensionamento dos elementos armados com aço foi realizado com base no EC 2 (2004), recorrendo a tabelas para ELU (Figueiras *et al*, 2007) e tabelas para ELS (Figueiras, 1997), enquanto o dimensionamento dos elementos armados com FRP foi realizado com base no ACI (2006). Não obstante, as combinações de acções sugeridas pelo EC 2 (2004) foram adoptadas para a verificação em Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço dos elementos armados com FRP, uma vez que os factores sugeridos pelo ACI (2005) são claramente superiores, o que resultaria em esforços actuantes muito mais severos implicando, assim, uma penalização do dimensionamento dos elementos armados com FRP. Por conseguinte, de forma a se obter uma comparação mais justa em ELU, as cargas permanentes e variáveis vêm afectadas do factor 1.35 e 1.5, respectivamente, e em ELS as cargas variáveis vêm afectadas do factor ψ , dependendo da combinação em causa.

A resistência à compressão do betão para o dimensionamento dos elementos sugerida pelo ACI (2005) é a resistência à compressão específica, f_c' . Ela é obtida a partir de ensaios de provetes cilíndricos aos 28 dias, de acordo com “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens” (ACI, 2005). Não é claro no regulamento, que tipo de distribuição estatística é usada para a determinação desta resistência nem se o valor corresponde ao valor que define uma classe. Por conseguinte, o dimensionamento dos elementos armados com FRP foi realizado recorrendo à resistência à compressão característica, f_{ck} , fornecida pelo EC 2 (2004), e determinada a partir de ensaios de provetes cilíndricos.

5.2.2.2. Em Estado Limite Último

A determinação da espessura da laje é realizada com base no critério da deformação para os elementos armados com varões de aço e varões de FRP. No entanto, devido à menor rigidez apresentada pelos

varões de FRP, os limites impostos pelo ACI (2006) são mais conservativos do que os limites preconizados pelo EC2 (2004), conduzindo a uma espessura da laje de betão armado com estes varões superior à da laje de betão armado com varões de aço. Como resultado, o carregamento a que a laje armada com FRP está sujeita é agravado, porque esta possui um peso próprio superior ao exibido pela laje armada com varões de aço.

No que diz respeito às propriedades dos materiais, o ACI (2006) apenas reduz as propriedades dos varões de GFRP, sendo que as propriedades do betão consideradas para o dimensionamento da laje armada com FRP estão expressas no item 5.2.2.1. Para a determinação das propriedades dos materiais essenciais ao dimensionamento da laje armada com aço foram seguidas as recomendações do EC2 (2004).

Na determinação da armadura de flexão foram usadas as expressões do ACI (2006) relativas ao modo de ruína por rotura do FRP, já que a percentagem de armadura equilibrada é superior à percentagem de armadura determinada pelo cálculo. De notar que foi necessário aumentar esta armadura uma vez que era inferior à armadura longitudinal mínima necessária.

Como não foi encontrada nenhuma disposição no ACI (2005) relativa à armadura de distribuição, adoptou-se a armadura preconizada no EC 2 (2004).

No dimensionamento da laje de betão armado com aço foi admitido que havia encastramento parcial no apoio, determinando-se a armadura para resistir a esses esforços. Contudo, como não foram encontradas disposições relativas a este aspecto no ACI, decidiu-se por não determinar esta armadura para a laje armada com FRP por não serem claros o seu cálculo nem a determinação do comprimento de amarração correspondente.

Os varões de GFRP da ASLAN (2008) usados apresentam uma resistência última muito superior à dos varões de aço. Apesar disso, os factores de redução ambiental sugeridos pelo ACI (2006) colocam a resistência de cálculo dos varões de GFRP próxima da resistência de cálculo dos varões de aço, tal como se poderá observar no próximo Quadro 5.1. ao nível do procedimento nº 3 de “Materiais: Propriedades de cálculo”. Além disso, o ACI (2006) propõe factores de redução de resistência de 0.55 para ruína por rotura do FRP, o que na prática, apenas se considera 55% do momento resistente. A ideia inicial de que com varões mais resistentes seria necessária uma menor área de armadura revela-se contrária, verificando-se ser necessário um número superior de varões de FRP com diâmetros maiores. Para a resistência à flexão da laje foi necessária uma quantidade de armadura de aço de cerca de 39% da equivalente armadura de FRP.

5.2.2.3. Em Estado Limite de Serviço

O estado limite engloba as verificações da deformação, das tensões e da fendilhação.

A verificação da deformação é idêntica nos dois casos, embora no EC 2 (2004) não exista a necessidade de determinar a flecha e compará-la com os limites preconizados no Quadro 3.10, se a espessura da laje for determinada com base no critério da deformação.

De notar que o valor da abertura de fendas permitida na laje armada com FRP é superior ao valor da abertura de fendas permitida na laje armada com aço, sendo, respectivamente, de 0.7mm e de 0.4mm para exposição interior.

A verificação da fendilhação é análoga nos dois casos, com a possibilidade de, no caso do EC 2 (2004), ser feita uma verificação comparando as tensões no aço com os limites especificados na regulamentação.

Relativamente às tensões, o ACI (2006) não especifica os limites da tensão no betão tal como sucede no EC2 (2004), ficando-se apenas pela limitação das tensões no FRP para prevenir a rotura em fluência.

5.2.2.4. Corte

A verificação ao corte consiste na comparação da resistência ao corte fornecida pelo betão com o esforço de cálculo actuante. Neste caso, nenhum dos elementos necessita de armadura de corte dado que a resistência ao corte fornecida pelo betão é superior ao esforço de corte actuante.

5.2.2.5. Disposições Construtivas

A armadura longitudinal mínima da laje armada com aço é cerca de 20% da armadura da laje armada com FRP, para o mesmo fim.

A grande diferença do comprimento de amarração de um exemplo para o outro reside no facto de a armadura de FRP não poder ser dobrada. Assim, depois de verificado a impossibilidade de mobilizar todo o comprimento de amarração necessário até ao final do apoio, é necessário determinar o comprimento de amarração de um varão dobrado. Posteriormente, é imperativo determinar o comprimento de sobreposição do gancho de FRP necessário para garantir a amarração da armadura de flexão.

5.2.2.6. Quadro resumo e desenhos

O Quadro 5.1., obtido a partir do Quadro 3.23., resume os resultados obtidos no dimensionamento das duas lajes, encontrando-se a explicação dos cálculos no Anexo A2.

Quadro 5.1 – Caso Laje: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP).

Procedimento	FRP de acordo com ACI	Aço de acordo com EC2
1. Pré-dimensionamento: espessura		
	$h \geq 0.38\text{m}$, eq. (A2.52.)	$d \geq 0.21\text{m}$, eq.(A2.2.)
	Foi assumido $h=0.40\text{m}$.e $d=0.369\text{m}$	Foi assumido um $d=0.22\text{m}$ e um $h=0.25\text{m}$.
2. Acções: Esforços condicionantes		
Estado Limite Último (ELU)	$p_{sd}=21.66\text{kN/m}^2$, eq. (A2.54.)	$p_{sd}=17.14\text{kN/m}^2$, eq.(A2.4.)
	$M_{sd}=67.69\text{kN.m/m}$, eq. (A2.55.)	$M_{sd}=53.56\text{kN.m/m}$, eq. (A2.5.)
	$V_u=54.15\text{kN/m}$, eq. (A2.56.)	$V_{sd}=42.85\text{kN/m}$, eq. (A2.6.)

Quadro 5.1 – Caso Laje: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP) (continuação).

Procedimento	FRP de acordo com ACI	Aço de acordo com EC2
Estado Limite de Serviço (ELS)	$p_{cqp}=13.20\text{kN/m}^2$, eq. (A2.57.) $M_{cqp}=41.25\text{kN.m/m}$, eq. (A2.58.)	$p_{cqp}=9.85\text{kN/m}^2$, eq. (A2.7.) $M_{cqp}=30.78\text{kN.m/m}$, eq. (A2.8.) $p_{combrara}=12.25\text{kN/m}^2$, eq. (A2.9.) $M_{combrara}=38.28\text{kN.m/m}$, eq.(A2.10.)
3. Materiais: Propriedades de cálculo		
	$f_{tu}=552\text{MPa}$, eq. (A2.59.) $\varepsilon_{tu}=0.012$, eq. (A2.60.)	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=25/1.5=16.7\text{MPa}$ $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=434.9\text{MPa}$
4. ELU: Cálculo da armadura de flexão		
Armadura principal	Processo iterativo em que é escolhida a armadura até respeitar o ELU.	Recorrendo a “Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com Eurocódigo 2” vem:
Momento positivo:	Para 7 ϕ 13mm vem: $\rho_{fb}=0.0058$, eq. (A2.61.) $\rho_f=0.0024$, eq. (A2.62.) $\rho_{fb}>\rho_f$ a ruína ocorre por rotura do FRP. $M_n=165.6\text{kN.m/m}$, eq. (A2.64.) Factor de redução da resistência: $\phi=0.55$, eq. (A2.65.) $\phi M_n=99.33>M_{sd}=67.69\text{kN.m/m}$	$\mu=0.066$, eq. (A2.11.) $A_s=5.73\text{cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.12.) $\phi 12//0.175\text{m}$
Armadura de distribuição	$A_s=1.77\text{ cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.67.) $\phi 10//0.40\text{m}$	$A_s=1.29\text{cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.13.) $\phi 8//0.35\text{m}$
Armadura no apoio	Não está especificado	$\mu=0.017$, eq. (A2.14.) $A_s=1.11\text{ cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.15.) $\phi 8//0.40\text{m}$
Armadura de distribuição no apoio	Não está especificado	$A_s=1.26\text{cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.16.) $\phi 8//0.40\text{m}$
5. Estado Limite de Serviço (ELS)		
Verificação da deformação		
	Verificação é feita para a combinação quase permanente a meio vão. $\Delta_{LT}=1.0\text{mm}<\Delta_{LT,m\acute{a}x}=20.8\text{mm}$, eq. (A2.76.)	Verificação é feita para a combinação quase permanente a meio vão. Valor limite da relação vão altura: $l/d=22.73<33.79$, eq. (A2.17.)

Quadro 5.1 – Caso Laje: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP) (continuação).

Procedimento	FRP de acordo com ACI	Aço de acordo com EC2
Verificação das tensões		
Verificação da tensão no betão para controlar a fendilhação longitudinal		Verificação é feita para a combinação rara: $\sigma_c=6.8\text{MPa}$, eq. (A2.23.) $<\sigma_{c,\text{limite}}=15\text{MPa}$, eq. (A2.24.)
Verificação da tensão no betão para controlar a fluência		Verificação é feita para a combinação quase permanente: $\sigma_c=5.4\text{MPa}$, eq. (A2.26.) $<\sigma_{c,\text{limite}}=11.25\text{MPa}$, eq. (A2.27.)
Verificação da tensão no aço		Verificação é feita para a combinação rara: $\sigma_s=294.8\text{MPa}$, eq. (A2.31.) $<\sigma_{s,\text{limite}}=400\text{MPa}$, eq. (A2.32.)
Verificação da tensão para prevenir a rotura em fluência	Verificação é feita para a combinação quase permanente. $f_{f,s}=100.0\text{MPa}<f_{f,\text{smáx}}=110.4\text{MPa}$, eq. (A2.78.) e eq. (A2.79.)	
Verificação da fendilhação		
	Verificação é feita para a combinação quase permanente. $w=0.66\text{mm}<0.7\text{mm}$, eq. (A2.86.)	Verificação é feita para a combinação quase permanente e neste caso para o apoio uma vez que o momento aplicado é superior e área de armadura é a mesma. $\sigma_s=237\text{MPa}$, eq. (A2.33.) De acordo com o EC2 diâmetro de varão de 12mm a tensão máxima na armadura para não exceder a abertura de fendas $w_k=0.4\text{mm}$ é de 320MPa.
6. ELU: Verificação de segurança ao corte		
	$V_u=54.15\text{kN/m}<V_c=64.20\text{kN/m}$, eq. (A2.56.) e eq. (A2.88.)	$V_{sd}=42.85\text{kN/m}$, eq. (A2.6.) $<V_{Rdc}=99.60\text{kN/m}$, eq. (A2.35.)

Quadro 5.1 – Caso Laje: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP) (continuação).

Procedimento	FRP de acordo com ACI	Aço de acordo com EC2
7. Disposições construtivas		
Armadura longitudinal mínima:	$A_s=15.38\text{cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.89.) $\phi 13//0.075\text{m}$ e a armadura de distribuição passa a ser $\phi 10//0.20\text{m}$	$A_s=2.97\text{cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.41.)
Comprimento de amarração:		
Armadura inferior	$l_{bhf}=463\text{mm}$, eq. (A2.94.) Comprimento de sobreposição: $1.3 l_d=1044\text{mm}$	$l_{bd}=338\text{mm}$, eq. (A2.48.) $> l_{bd,min}=145\text{mm}$, eq. (A2.47.)
Armadura superior		$l_{bd}=225\text{mm}$, eq. (A2.51.) $> l_{bd,min}=100\text{mm}$, eq. (A2.50.)
Translação do diagrama de momentos:		$a_l=d=0.22\text{m}$

A Figura 5.3. ilustra as peças finais desenhadas para os modelos de laje armada com varões de aço e com varões de GFRP.

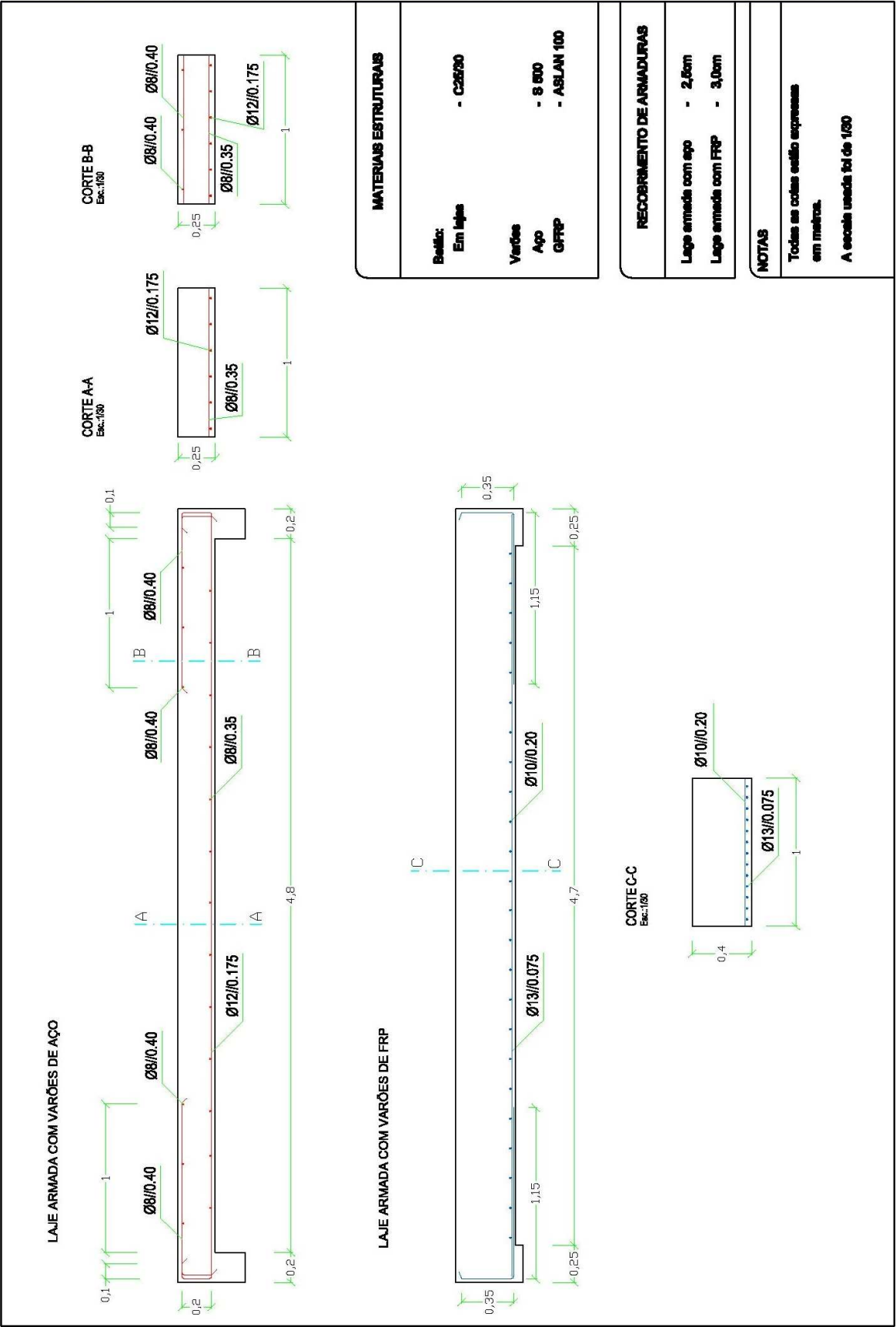


Figura 5.3. – Desenhos das lajes armadas com aço e FRP.

5.3. CASO 2: A VIGA

5.3.1. DADOS INICIAIS

5.3.1.1. Modelo estrutural

A viga, onde descarrega a laje, é constituída por dois tramos com continuidade entre eles, com um vão de 4m cada um, descarregando em pilares. O dimensionamento destes últimos sai fora do objectivo do presente trabalho. O modelo de cálculo da viga considerado está presente na Figura 5.4.

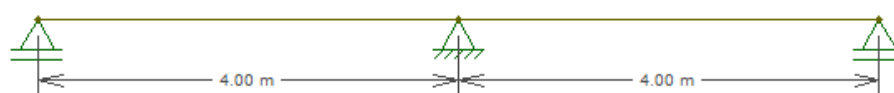


Figura 5.4. – Modelo de cálculo da viga.

5.3.1.2. Acções

As acções a que a viga está sujeita correspondem às acções actuantes na laje multiplicadas pela largura de influência desta:

- Acções permanentes: $G_k = (2 + p_{laje}) \cdot \text{Largura de influência}$ kN/m, excepto peso próprio da viga;
- Acções variáveis: $Q_k = 10$ kN/m, com um $\psi_2 = 0.4$;

5.3.1.3. Materiais

Os materiais usados foram os seguintes:

- Betão C25/30;
- Aço: S500;
- GFRP: ASLAN 100 (Para $\phi 19$ vem $f_{fu}^* = 620$ MPa e $\epsilon_{fu}^* = 0.015$)

5.3.2. DIMENSIONAMENTO: CÁLCULO E RESULTADOS

5.3.2.1. Considerações

As considerações adoptadas são idênticas às expressas no item 5.2.2.1.

5.3.2.2. Em Estado Limite Último

A determinação da espessura da viga bem como as propriedades de cálculo dos materiais é realizada de forma análoga à especificada para a laje (item 5.2.2.2).

Por se tratar de uma viga de dois tramos, com continuidade entre eles, coloca-se a hipótese de redistribuição de esforços. A grande diferença entre os dois exemplos é que a viga armada com varões de FRP não admite redistribuição, porque, tal como o que foi dito no Capítulo 3, a armadura de FRP não apresenta regime plástico necessário à formação de rótulas plásticas. Por conseguinte o momento actuante negativo no apoio intermédio vai ser muito superior ao mesmo esforço actuante, mas na viga armada com aço. Como é de esperar, tal discrepância de esforços conduz a uma armadura de FRP no apoio negativo superior à usada para resistir ao momento positivo a meio vão. Relativamente à armadura de aço, tal não acontece uma vez que a redistribuição dos esforços permite aproximar o valor dos momentos negativo e positivo.

Na determinação da armadura de flexão foram usadas as expressões do ACI (2006) relativas ao modo de ruína por esmagamento do betão, uma vez que a percentagem de armadura equilibrada é inferior à percentagem de armadura determinada pelo cálculo.

Tal como foi referido no item 5.2.2.2., os varões de GFRP da ASLAN (2008) utilizados apresentam uma resistência última muito superior à dos varões de aço. No entanto, os factores de redução ambiental sugeridos pelo ACI (2006) colocam a resistência de cálculo dos varões de GFRP próxima da resistência de cálculo dos varões de aço. Além disso, o ACI (2006) propõe o factor de redução da resistência de 0.65 para a ruína por esmagamento do betão, o que na prática, apenas considera 65% do momento resistente. Mais uma vez, no seguimento do descrito no item 5.2.2.2., apesar de os varões de GFRP apresentarem uma resistência superior à dos varões de aço, foi necessário um maior número de varões de GFRP para resistir às acções.

Para a resistência à flexão foi necessária uma área de armadura de aço de apenas 35% da área de armadura de GFRP equivalente.

5.3.2.3. Em Estado Limite de Serviço

A verificação deste ponto é idêntica à realizada para no item 5.2.2.3.

5.3.2.4. Corte

A verificação é similar à realizada para no item 5.2.2.4. Neste caso, há necessidade de armadura de corte uma vez que a resistência fornecida pelo betão é inferior ao esforço de corte actuante. No dimensionamento da armadura de corte, as duas filosofias são idênticas. No caso da viga armada com FRP é necessário limitar a tensão mobilizável no estribo. Esta deve ser o mínimo entre a tensão máxima mobilizável para uma dada extensão limite, de forma a controlar a abertura de fendas, e a tensão máxima resistente da porção dobra do estribo de FRP. Por conseguinte, a resistência de cálculo do varão de FRP realmente usada, f_{fv} , foi cerca de 38% da resistência de cálculo do varão de aço, f_{ywd} .

De notar que, por não haver redistribuição de esforços no caso da viga de FRP, o esforço transversal actuante no apoio intermédio é muito superior ao esforço actuante no apoio intermédio da viga armada com aço.

Devido ao anteriormente exposto, acrescido o facto do ACI (2006) apenas considerar 75% da resistência ao corte fornecida pelo betão, a área de armadura de FRP necessária para resistir ao corte é superior à área da armadura de aço com a mesma função.

5.3.2.5. Disposições Construtivas

A armadura longitudinal mínima no modelo de viga armada com aço é cerca de 20% da armadura no modelo de viga armada com FRP para a mesma função.

O comprimento de amarração é idêntico ao descrito no item 5.2.2.5.

5.3.2.6. Quadro resumo e desenhos

O Quadro 5.2., elaborado a partir do Quadro 3.23., resume os resultados obtidos no dimensionamento das duas vigas, encontrando-se no Anexo A2 a justificação dos cálculos.

Quadro 5.2 – Caso Viga: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP).

Procedimento	FRP de acordo com ACI	Aço de acordo com EC2
1. Pré-dimensionamento: espessura		
	$h \geq 0.33m$, eq. (A2.164.) Foi assumido $h=0.45m$, $b=0.25m$ e $d=0.406m$	$d \geq 0.17m$, eq. (A2.96.) Pelo $\mu_{económico}=0.25$ vem: $h \geq 0.41m$, eq. (A2.99.) Foi assumido um $h=0.45m$, um $b=0.20m$ e $d=0.9h$.
2. Acções: Esforços condicionantes		
Estado Limite Último (ELU)	$p_{sd}=57.80kN/m$, eq. (A2.166.) $M_{sd}=-115.60kN.m$, eq. (A2.167.) $M_{sd}=+65.03kN.m$, eq. (A2.168.) $V_{sd}=144.5kN$, eq. (A2.169.)	$p_{sd}=45.89kN/m$, eq. (A2.101.) Para uma redistribuição $\delta=0.7$ vem: $M_{sd}=-64.15kN.m$ $M_{sd}=+62.44kN.m$, eq. (A2.106.) $V_{sd}=107.82kN$, eq. (A2.107.)
Estado Limite de Serviço (ELS)	$p_{cqp}=35.70kN/m$, eq. (A2.170.) $M_{cqp}=-71.40kN.m$, eq. (A2.171.) $M_{cqp}=+40.16kN.m$, eq. (A2.172.)	$p_{cqp}=26.88kN/m$, eq. (A2.108.) $M_{cqp}=-51.76kN.m$, eq. (A2.109.) $p_{combrara}=32.88kN/m$, eq. (A2.110.) $M_{combrara}=65.76kN.m$, eq. (A2.111.)
3. Materiais: Propriedades de cálculo		
	$f_{tu}=496MPa$, eq. (A2.173.)	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=25/1.5=16.7MPa$ $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=434.9MPa$
4. ELU: Cálculo da armadura de flexão		
Armadura principal	Processo iterativo em que é escolhida a armadura até respeitar o ELU.	Recorrendo a “Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com Eurocódigo 2” vem:
Momento negativo:	Para $6\phi 19mm$ foi feito um agrupamento de varões considerando um diâmetro equivalente $\phi_n=26.9mm$ e um $d_{eq}=397mm$. $\rho_{fb}=0.0070$, eq. (A2.174.) $\rho_f=0.0172$, eq. (A2.175.) $\rho_{fb} < \rho_f$ a ruína ocorre por esmagamento do betão. $M_n=178kN.m$, eq. (A2.181.) Factor de redução da resistência: $\phi=0.65$, eq. (A2.182.) $\phi M_n=115.7 > M_{sd}=115.6kN.m/m$	$\mu=0.117$, eq. (A2.112.) $A_s=4.02cm^2$, eq. (A2.113.) Usaram-se $3\phi 16$ uma vez que as tensões apenas verificam para este número de varões, embora 2varões já respeitassem os ELU

Quadro 5.2 – Caso Viga: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP), (continuação).

Procedimento	FRP de acordo com ACI	Aço de acordo com EC2
Momento positivo:	<p>Para 4ϕ19mm foi feito um agrupamento de varões considerando um diâmetro equivalente $\phi_n=26.9\text{mm}$ e um $d_{eq}=397\text{mm}$.</p> <p>$\rho_{fb}=0.0070$, eq. (A2.184.)</p> <p>$\rho_f=0.0115$, eq. (A2.185.)</p> <p>$\rho_{fb}<\rho_f$ a ruína ocorre por esmagamento do betão.</p> <p>$M_n=153.0\text{kN.m}$, eq. (A2.191.)</p> <p>Factor de redução da resistência:</p> <p>$\phi=0.65$, eq. (A2.192.)</p> <p>$\phi M_n=99.45>M_{sd}=65.03\text{kN.m}$</p>	<p>$\mu=0.114$, eq. (A2.114.)</p> <p>$A_s=3.78\text{cm}^2$, eq. (A2.115.)</p> <p>Usaram-se 3ϕ16 uma vez que as tensões apenas verificam para este número de varões, embora 2varões já respektassem os ELU</p>
Armadura no apoio	2 ϕ 19 por facilidade construtiva	<p>$\mu=0.017$, eq. (A2.116.)</p> <p>$A_s=0.528\text{ cm}^2$, eq. (A2.117.)</p> <p>2ϕ16 por facilidade construtiva</p>
5. Estado Limite de Serviço (ELS)		
Verificação da deformação		
	<p>Verificação é feita para a combinação quase permanente.</p> <p>$\Delta_{LT}=9.9\text{mm}<\Delta_{LT,m\acute{a}x}=16.7\text{mm}$, eq. (A2.210.)</p>	<p>Para verificar as tensões teve que se colocar mais 1 varão de 16mm</p> <p>Verificação é feita para a combinação quase permanente.</p> <p>Valor limire da relação vão altura:</p> <p>$l/d=9.8<34.3$, eq. (A2.118.)</p>
Verificação das tensões		
Verificação da tensão no betão para controlar a fendilhação longitudinal		<p>Verificação é feita para a combinação rara:</p> <p>$\sigma_c=12\text{MPa}$, eq. (A2.125.)</p> <p>$<\sigma_{c,limite}=15\text{MPa}$, eq. (A2.126.)</p>
Verificação da tensão no betão para controlar a fluência		<p>Verificação é feita para a combinação quase permanente:</p> <p>$\sigma_c=9.8\text{MPa}$, eq. (A2.128.)</p> <p>$<\sigma_{c,limite}=11.25\text{MPa}$, eq. (A2.129.)</p>
Verificação da tensão no aço		<p>Verificação é feita para a combinação rara:</p> <p>$\sigma_s=303\text{MPa}$, eq.(A2.132)</p> <p>$<\sigma_{s,limite}=400\text{MPa}$, eq.(A2.133.)</p>
Verificação da tensão para prevenir a rotura em fluência	Verificação é feita para a combinação quase permanente.	
Apoio intermédio	$f_{f,s}=91.59\text{MPa}, <f_{f,s,m\acute{a}x}=99.2\text{MPa}$, eq. (A2.213.)	
Meio vão	$f_{f,s}=76.30\text{MPa}, <f_{f,s,m\acute{a}x}=99.2\text{MPa}$, eq. (A2.216.)	

Quadro 5.2 – Caso Viga: Procedimentos de cálculo (Aço vs GFRP), (continuação).

Procedimento	FRP de acordo com ACI	Aço de acordo com EC2
Verificação da fendilhação		
Apoio intermédio	$w=0.48\text{mm}<0.7\text{mm}$, eq. (A2.223.)	Verificação é feita para a combinação quase permanente. $\sigma_s=248\text{MPa}$, eq. (A2.134.) De acordo com o quadro 7.2N para um diâmetro de varão de 16mm a tensão máxima na armadura para não exceder a abertura de fendas $w_k=0.4\text{mm}$ é de 280MPa.
Meio vão	$w=0.56\text{mm}<0.7\text{mm}$, eq. (A2.230.)	Não foi necessário verificar a meio vão, porque possui a mesma armadura que o apoio.
6. ELU: Verificação de segurança ao corte		
	$V_u=121.55\text{kN}$, eq.(A2.232.) $>V_c=35.73\text{kN}$, eq. (A2.234.) Há necessidade de armadura de corte. Junto do apoio extremo vem: $s=187\text{mm}$, eq. (A2.237.) $\phi 10(2r)/0.175\text{m}$ Junto do apoio extremo vem: $s=73\text{mm}$, eq. (A2.238.) $\phi 10(2r)/0.05\text{m}$	$V_{sd}=107.82\text{kN}$ no apoio intermédio $>V_{Rdc}=44\text{kN}$, eq. (A2.136.) Há necessidade de armadura de corte: $(A_{sw}/s)=2.22\text{cm}^2/\text{m}$, eq. (A2.151.) $\phi 8(2r)/0.30\text{m}$ Verificação do esmagamento das escoras: $V_{Rd,max}=201\text{kN}$, eq. (A2.152.) $>V_{Rd}+V_{sd}$
Armadura mínima de corte	$s=200\text{mm}$, eq. (A2.240.) $\phi 10(2r)/0.20\text{m}$ entre $z=0.44\text{m}$ e $z=2.56\text{m}$	$s_{l,max}=0.30\text{m}$, eq. (A2.149.) $\phi 8(2r)/0.30\text{m}$
7. Disposições construtivas		
Armadura longitudinal mínima:	$A_s=4.60\text{cm}^2$, eq. (A2.244.)	$A_s=1.11\text{cm}^2$, eq. (A2.154.)
Comprimento de amarração:		
Armadura superior	$l_d=682\text{mm}$, eq. (A2.248.) a colocar à distância de 1m do apoio intermédio, eq. (A2.247.)	$l_{bd}=451\text{mm}$, eq. (A2.161.) $<l_{bd,min}=193\text{mm}$, eq. (A2.160.)
Armadura inferior	$l_{bhf}=888\text{mm}$, eq. (A2.253.) Comprimento de sobreposição: $1.3 l_d=1273\text{mm}$	Igual a armadura inferior porque o diâmetro do varão é igual
Translação do diagrama de momentos:		$a_l=46\text{mm}$, eq. (A2.162.)

A Figura 5.5. ilustra as peças finais desenhadas para os modelos de viga armados com varões de aço e com varões de GFRP.

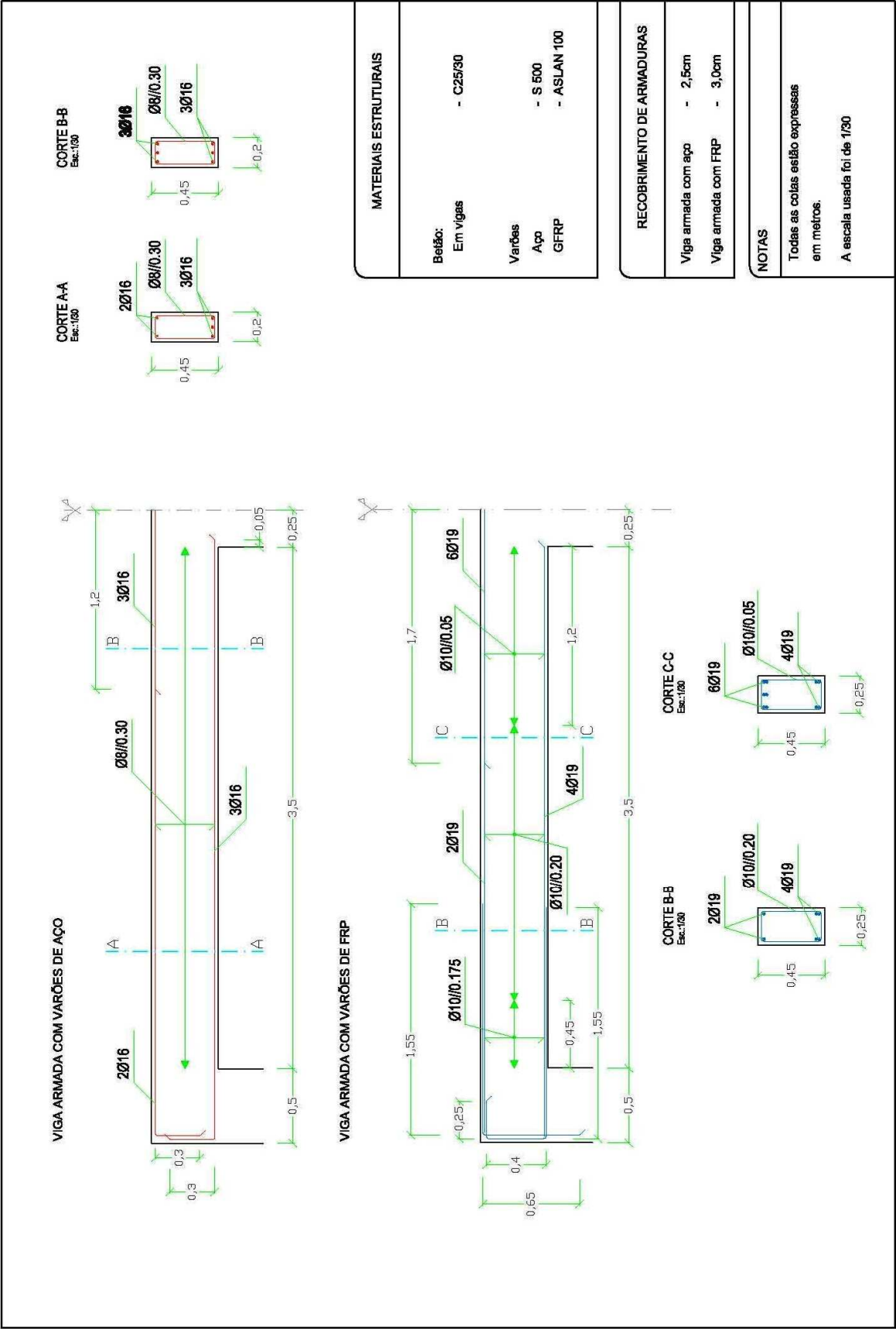


Figura 5.5. – Desenhos das vigas armadas com aço e FRP.

5.4. ANÁLISE DE CUSTOS

Após a comparação do dimensionamento de duas técnicas de construção, procede-se seguidamente a uma análise de custos com o intuito de comparar os custos de cada uma delas.

De forma a comparar o custo composto da laje e da viga, elaboraram-se tabelas de quantidades incluídas no Anexo A2 que permitem a determinação dos custos parciais de cada um dos elementos.

A elaboração do custo composto contou com a colaboração de uma empresa de construção que, gentilmente, forneceu os custos por eles praticados (Quadro 5.3.) e que englobam o custo dos materiais, da mão-de-obra e do transporte. A explicação da variação dos diversos custos relativos às duas técnicas foi já realizada no Capítulo 4.

De notar que, apesar de esta empresa ter fornecido o custo da armadura que engloba o transporte, preparação e colocação, este não foi usado na presente análise porque os custos obtidos junto dos fabricantes de varões de FRP não englobam esta parcela. Assim, para uma comparação mais realista, foram usados os preços dos varões de aço fornecidos no Quadro 4.1. (Capítulo 4) e que englobam apenas o IVA, ficando entre parênteses, a título de curiosidade, os custos que se obteriam se fosse usado o valor fornecido pela referida empresa.

O custo composto total e o custo composto por metro cúbico estão presentes no Quadro 5.4. Na Figura 5.6. apresenta-se a comparação do custo composto por metro cúbico dos diversos elementos estruturais.

Quadro 5.3. – Custos dos materiais fornecidos por uma empresa de construção.

Material	Custo
Cofragem(€/m ²)	16,50
Betão C25/30 (€/m ³)	60,44
Aço (€/kg)	0.76

Quadro 5.4. – Custo composto dos elementos de betão armado.

Elemento estrutural	Material	Custo (€)		
		Betão armado com FRP	Betão armado com aço	Razão FRP/aço
Viga	Betão	47.75	38.08	
	Armadura	304.91	57.16 (66.73) ⁽¹⁾	
	Cofragem	86.63	98.18	
	Custo Composto Parcial (€)	439.29	193.42	2.27
	Custo Composto (€/m ³)	556.06	367.16	1.51
Laje	Betão	852.20	543.96	
	Armadura	1045.40	191.35(225.07) ⁽¹⁾	
	Cofragem	581.63	594.00	
	Custo Composto Parcial (€)	2479.23	1329.31	1.87
	Custo Composto (€/m ³)	175.83	158.12	1.11
	Custo Composto Total (€)	2918.52	1522.73	1.92

(1) Com base no valor fornecido no Quadro 5.3.

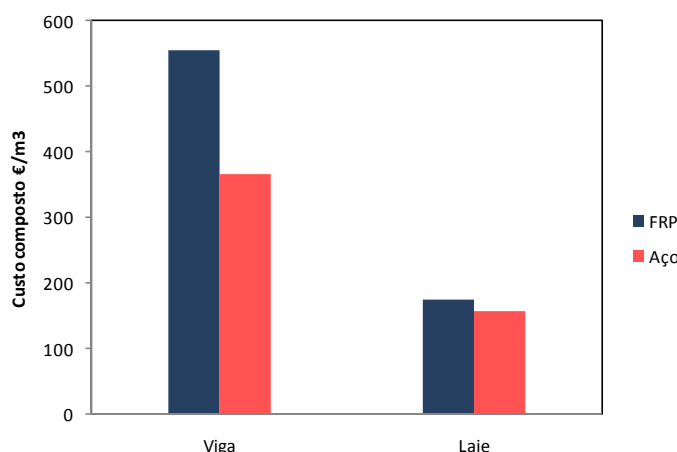


Figura 5.6. – Custo composto de cada elemento estrutural.

Da análise do quadro anterior extrai-se a seguinte conclusão: quando se compara o custo composto total (Laje+Viga), a construção com varões de FRP é muito dispendiosa sendo, neste caso, quase duas vezes superior ao da construção com varões de aço corrente. Tal como foi referido anteriormente, a diferença neste custo prende-se, essencialmente, com o elevado preço da armadura compósita. Contudo, quando se avalia o peso do custo da armadura no custo total dos elementos de betão armado, constata-se que o custo da armadura de FRP é cerca de 54% do custo total, enquanto o custo da armadura de aço é cerca de 61% do custo total. Esta situação deve-se ao facto da menor rigidez apresentada pela armadura compósita conduzir a uma maior espessura de betão para cumprir o critério da deformação em serviço. Por conseguinte, além da diferença de custos da armadura, existe uma parcela de custos associados à maior quantidade de betão exigida pelos elementos armado com FRP e que não pode ser marginalizada.

Quando se compara o custo por metro cúbico de betão (Figura 5.6.), a diferença não é tão acentuada. Este facto fica a dever-se à maior quantidade de betão usada nos elementos armados com varões de FRP pela razão acima descrita.

5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente capítulo permitiu a comparação dos elementos de betão armado com aço e com FRP em dois aspectos: no dimensionamento e nos custos.

O dimensionamento da laje e da viga permitiu evidenciar as grandes diferenças entre as duas técnicas:

- A menor rigidez dos varões de FRP, quando comparados com os varões de aço tem implicações na diferença de espessuras dos elementos, sobretudo das lajes;
- A impossibilidade da redistribuição de esforços, leva a uma grande diferença entre a necessidade de armadura de flexão no apoio intermédio e a armadura de flexão a meio vão, conduzindo, ainda, a uma maior área de armadura de corte uma vez que o esforço transversal no apoio intermédio é muito superior;
- O facto da tensão mobilizável pelo estribo de FRP estar limitada ao menor valor entre a resistência do varão dobrado e a extensão limite, conduz a uma resistência do estribo de FRP

menor do que a exibida pelo estribo de aço, levando à necessidade de uma área de armadura de corte de FRP superior;

- Os varões de FRP não poderem ser dobrados, sendo necessário determinar os ganchos e os respectivos comprimentos de sobreposição. Estes conduzem a uma parcela de custos que não existe na construção com varões de aço.

No que diz respeito à análise de custos, o custo composto total dos elementos armados com varões de FRP é quase o dobro dos elementos de betão tradicional. Ora, tal conclusão obriga a reflectir sobre a viabilidade da aplicação desta técnica. Naturalmente que, para situações correntes o recurso a varões de FRP torna-se muito dispendioso face aos varões de aço. Contudo, para situações particulares, onde o aço requer um tratamento especial para cumprir determinadas funções (elevada resistência à corrosão, neutralidade electromagnética, etc...) os varões de FRP ganham vantagem em termos de custos e na própria facilidade de construção.

6

**CONCLUSÕES E FUTUROS
DESENVOLVIMENTOS****6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES**

O trabalho de investigação exposto cumpriu genericamente os objectivos estabelecidos. Os diversos aspectos analisados ao longo do trabalho, apesar de terem sido formulados a partir de documentos com o intuito de “Guidelines”, contribuíram para a compreensão da técnica de execução de estruturas de betão armado com varões de FRP, o conhecimento dos varões de FRP, as suas principais propriedades, as formas, as especificações para fichas técnicas a exigir em futuros cadernos de encargos de obras, bem como o levantamento dos varões comercialmente disponíveis no mercado. Permitiu, ainda, obter uma visão global sobre o comportamento dos elementos estruturais realizados com recurso a esta técnica, a sua viabilidade económica e a sistematização de procedimentos com vista à elaboração de um projecto de uma viga e de uma laje.

As principais conclusões a extrair do presente trabalho foram convenientemente assinaladas nas considerações finais dos diversos capítulos, reservando-se para este capítulo a reunião das mais importantes, igualmente necessárias para o arranque de futuros desenvolvimentos.

A técnica de construção de betão armado com varões de FRP é uma realidade actual na construção civil.

As recentes propostas de “Guidelines” (algumas em versão provisória) analisadas neste estudo, nomeadamente, o ACI440.1R-06 (ACI, 2006), o Fib bulletin de 2007 (Fib, 2007) e o JSCE - Concrete Engineering Series 23 (JSCE, 1997) mostraram ser bons exemplos de representação da opinião da actual comunidade científica a respeito do comportamento de elementos de betão armado com varões de FRP, com vista ao projecto e à construção. Constatou-se, igualmente, que o ACI (2006) é, de todos, o mais completo, sendo essa a razão pela qual se optou por realizar o Capítulo 5 com base nele.

Tendo por referência os quatro domínios de análise delineados, as conclusões mais relevantes extraídas do presente trabalho podem ser sumariadas segundo essa mesma ordem.

i) Varões compósitos de FRP

Existe, actualmente, muito interesse da comunidade científica no desenvolvimento e investigação da técnica de produção de varões de FRP ao ponto dos materiais constituintes destes produtos estarem convenientemente caracterizados. No entanto, a realidade indica que as especificações relativas às propriedades dos varões de FRP apresentam-se dispersas e escassas.

Os varões de FRP podem ser produzidos por diferentes técnicas como a pultrusão, o entrançamento ou a tecelagem que, juntamente com as propriedades, volume e distribuição dos seus constituintes (fibras e matriz), fazem variar as suas diversas propriedades.

Os varões são anisotrópicos, exibindo uma elevada resistência na direcção das fibras. Por conseguinte, o elevado desempenho destes varões depende muito da direcção do carregamento.

As propriedades geométricas, nomeadamente o tratamento da superfície, são fundamentais para a mobilização da aderência betão-varão de FRP. Todavia, não existe uma especificação que uniformize e normalize esta propriedade, realçando-se, apenas, o documento do ACI (2006) que refere o tipo de superfícies existentes no mercado.

No que diz respeito às propriedades físicas, os varões de FRP apresentam um peso de cerca de um quarto do peso dos varões de aço. Relativamente ao coeficiente de dilatação térmica longitudinal, os varões de GFRP apresentam um valor próximo dos varões de aço. Contudo, o coeficiente de dilatação térmica transversal é cerca do dobro do exibido por estes últimos.

As propriedades mecânicas dos varões dependem das propriedades e distribuição dos constituintes (fibras e matriz) e do seu volume, da sua interacção química e física e do processo de fabrico e controlo de qualidade. Estas propriedades dividem-se em propriedades mecânicas a curto e a longo prazo. Relativamente às propriedades a curto prazo, importa referir que os varões de FRP são pouco resistentes quando sujeitos a esforços de corte perpendiculares à orientação das fibras. As diversas propostas “Guidelines” são unânimes ao desaconselhar o uso de varões de FRP à compressão.

No âmbito do comportamento dos varões de FRP a longo prazo, chama-se especial atenção para o comportamento ao fogo e às elevadas temperaturas. Os diversos documentos restringem a utilização de varões de FRP em estruturas onde a resistência ao fogo é essencial à sua integridade. Ainda neste ponto, a questão da durabilidade é abordada pelo Fib (2007) com referência a diversos ambientes agressivos, sendo que o comportamento dos varões de FRP, face a algumas agressões, necessita de estudos adicionais no futuro.

A elaboração dos requisitos específicos para as fichas técnicas permitiu reunir a informação relevante existente actualmente, de forma a caracterizar o varão de FRP relativamente às suas propriedades geométricas, físicas, mecânicas e outras. No entanto, mais investigação é exigida no sentido de colmatar muitos aspectos não convenientemente esclarecidos ou normalizados.

A pesquisa de mercado dos produtores de varões de FRP permitiu concluir que estes se encontram em países onde já existem propostas de “Guidelines” para o dimensionamento de estruturas de betão armado com varões de FRP, nomeadamente, nos Estados Unidos da América (ASLAN), no Canadá (V-ROD), no Japão (FIBRA), na Alemanha (COMBAR) e na Itália (GLASSPREE). Nestes locais, à excepção do Japão, os varões de fibra de vidro (GFRP) são os mais utilizados. Esta situação é demonstrada pela elevada informação existente relativa a estes varões, em detrimento dos varões de fibra de carbono (CFRP) e de fibra de aramida (AFRP).

ii) Revisão de Modelos de dimensionamento e de comportamento do betão armado com FRP

O dimensionamento de estruturas de betão armado com varões de FRP é semelhante ao dimensionamento de estruturas armadas com varões de aço. Contudo, as diferenças mecânicas entre os dois tipos de varões impõem alterações nas expressões dos diversos estados limites (ELU e ELS).

A análise da verificação à flexão, em ELU, permitiu concluir que as diversas propostas apresentam expressões para a determinação do momento resistente, de acordo com os modos de ruína. Assim, existem expressões para a ruína da peça por esmagamento do betão ou por rotura do FRP. A primeira ocorre quando a percentagem de armadura determinada pelo cálculo é superior à percentagem de armadura equilibrada, enquanto a segunda ocorre para percentagens de armadura inferiores às percentagens de armadura equilibrada. Importa ainda referir que existe um outro modo de ruína

relativo à perda de aderência entre betão-varão. Ocorre quando a tensão que se consegue mobilizar para garantir a aderência é inferior à tensão na armadura, em ELU.

A análise do Estado Limite de Serviço (ELS) compreende, tal como sucede nos elementos armados com aço, a verificação da fendilhação, da deformação e das tensões nos materiais. No que concerne à fendilhação, os valores especificados para a abertura máxima de fendas são, tal como seria de esperar, superiores aos preconizados para os elementos armados com aço. Relativamente à verificação da deformação, as diversas propostas avançam com alturas mínimas das secções, atendendo às condições de apoio. No entanto, estes limites conduzem a alturas de secções superiores às existentes nos elementos armados com varões de aço. Este facto deve-se à menor rigidez exibida pelos varões de FRP. No que diz respeito à verificação das tensões nos materiais são especificados limites para controlar a fluência e a fadiga. Esta limitação é fundamental por questões de durabilidade pois, os varões, sob a acção de tensões elevadas, podem fendilhar, conduzindo a uma exposição directa das fibras aos diversos ambientes agressivos.

O colapso das estruturas devido à ruína por corte (em ELU) é sempre precedido da formação de fendas inclinadas relativas ao eixo longitudinal do elemento, como sucede nos elementos armados com aço. Existem dois modos de ruína possíveis: a rotura da armadura de corte de FRP e o esmagamento das escoras. A verificação ao corte de elementos armados com FRP é idêntica à de elementos armados com aço. Contudo, é necessário limitar a extensão na armadura compósita, de forma a controlar a abertura de fendas de corte. Não obstante, a resistência de um varão de FRP dobrado é inferior à resistência de um varão recto. Assim, a máxima tensão a usar no estribo de FRP é o mínimo entre a tensão resultante da limitação da extensão e a tensão do varão dobrado. Refira-se que a tensão no estribo de aço corresponde à tensão de plastificação.

Relativamente ao comprimento de amarração, como os varões de FRP não podem ser dobrados em obra, ao contrário dos varões de aço, é necessário produzi-los em fábrica tal como sucede com os estribos (Figura 6.1.). As diversas propostas avançam com expressões distintas para a determinação do comprimento de amarração de um varão dobrado e de um varão recto.

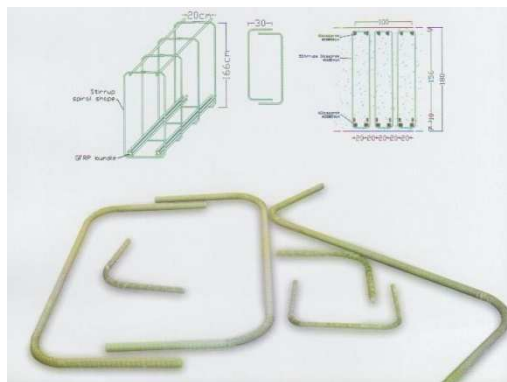


Figura 6.1. – Estribos de FRP (SIREG, 2009).

O recobrimento dos varões de FRP não apresenta, contrariamente ao que seria de esperar, valores muito afastados dos preconizados para os varões de aço. Apesar da maior resistência química apresentada pelos primeiros, são necessárias espessuras de recobrimento iguais ou superiores às definidas para os varões de aço, devido à necessidade de mobilizar a aderência betão-varão de FRP.

iii) Construção e custos

Os procedimentos de construção associados à técnica em análise são muito próximos da generalidade dos procedimentos de construção para betão armado com varões de aço, tendo sido, apenas especificadas as particularidades inerentes a este novo material.

Quanto ao controlo de qualidade, apenas o ACI (2006) faz uma breve referência. No entanto, por se tratar de uma técnica nova é necessária normalização de forma a permitir a elaboração de um controlo de qualidade ao nível do que existe para a técnica tradicional.

Durante o trabalho existiu dificuldade em obterem-se informações relativas a varões com fibras de carbono (CFRP) e com fibras de aramida (AFRP), ao contrário do que se constatou com os varões de fibra de vidro (GFRP). Este facto justifica a preferência pelo uso dos varões de GFRP, expressa na generalidade da documentação científica recolhida para referência, traduzida, consequentemente, na análise de custos desenvolvida neste estudo.

O preço/kg dos varões de GFRP é 7 a 16 vezes superior ao preço dos varões de aço corrente. Uma vez que o peso destes varões é cerca de 25% a 28% do peso dos varões de aço, o preço/m dos varões de FRP é 2,3 a 4,7 vezes superior ao preço dos varões de aço.

Quando o termo de comparação consiste na força resistente, os preços dos varões de GFRP aproximam-se bastante dos apresentados pelos varões de aço chegando mesmo a uma razão preço GFRP/ preço aço de 1.0, para o aço S 500. Contudo, quando é comparada a rigidez dos varões que mobilizam a mesma força resistente, os varões de GFRP exibem uma rigidez que varia entre 8% e 16% da dos varões de aço.

iv) Casos estudados

O dimensionamento da laje e da viga permitiu evidenciar as grandes diferenças entre as duas técnicas. A menor rigidez dos varões de FRP (sobretudo os de GFRP) quando comparados com os varões de aço teve implicações na diferença de espessuras dos elementos, sobretudo das lajes. Esta situação, aliada ao facto dos factores de redução da resistência usados pelo ACI (2006) serem conservativos, conduziu a uma percentagem de armadura de aço para resistir à flexão de 39% da armadura total de GFRP para o mesmo fim. Em relação à viga, foi usada uma percentagem de armadura de aço de apenas 35% da armadura equivalente de FRP.

A impossibilidade da redistribuição de esforços originou a uma grande diferença entre a necessidade de armadura de flexão no apoio intermédio e a armadura de flexão a meio vão conduzindo, ainda, a uma maior área de armadura de corte, na medida em que o esforço transversal no apoio intermédio é muito superior. O facto da tensão mobilizável pelo estribo de GFRP estar limitada, como foi referido anteriormente, ao menor valor entre a resistência do varão dobrado e a extensão limite, conduz a uma resistência do estribo de GFRP de apenas 38% exibida pelo estribo de aço, sendo necessária uma área de armadura de corte de FRP superior.

A análise do custo composto conduziu a um custo total dos elementos armados com varões de GFRP de quase o dobro dos elementos de betão tradicional. Esta conclusão obriga a reflectir sobre a viabilidade da aplicação desta técnica em aplicações correntes, sem exigências ambientais restritivas. Naturalmente que, para situações correntes, o recurso a varões de FRP torna-se muito dispendioso, face aos varões de aço. No entanto, para situações particulares, onde o aço requer um tratamento especial para cumprir determinadas funções, os varões de FRP apresentam vantagem em termos de custos e na própria facilidade de construção.

v) A situação em Portugal

Actualmente, em Portugal estamos numa fase de primeira abordagem ao tema e desenvolvimento de estudos com o intuito de esclarecer as implicações desta nova técnica. Foram já elaborados alguns estudos relativamente a esta, sendo necessários muitos outros para clarificar a comunidade técnica local sobre as diferenças em relação ao betão armado tradicional.

6.2. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

Alcançada a maioria dos objectivos estabelecidos na presente dissertação, existem, ainda, alguns itens deste trabalho que merecem ser mais aprofundados, devendo ser considerados, em futuros desenvolvimentos, aspectos relativos designadamente ao material, ao comportamento à flexão e ao corte.

- Quanto ao material, ficaram por esclarecer os seguintes aspectos: o comportamento de elementos de betão armado com varões de FRP sob a acção de temperaturas elevadas; a avaliação da reacção e a resistência ao fogo de um varão de FRP; o recobrimento mínimo requerido para a resistência ao fogo; tipo de resina usada na produção de varões para maior resistência ao fogo; desenvolvimento das fibras de basalto que apresentam boa resistência ao fogo; o efeito da expansão transversal dos varões de FRP face à variação da temperatura; comportamento último à fluência e “endurance limit”; a necessidade de tratamento da extremidade dos varões que são cortados, para atender a possíveis agentes agressivos; necessidade da elaboração de métodos de ensaios para a normalização de propriedades; necessidade de uniformizar a geometria da superfície dos varões; e classificação de forma a identificar os diferentes tipos de varões.
- Os futuros aspectos a esclarecer no comportamento à flexão são os seguintes: o comportamento de elementos armados com varões de FRP em flexão composta; modelos de dimensionamento para secções não rectangulares; limites para modelos de verificação de segurança em serviço para controlo da abertura de fendas e da deformação máxima; e comportamento da deformação a longo prazo.
- No comportamento ao corte importa estudar: a contribuição do betão para a resistência ao corte; modos de ruína e limites da armadura FRP; punçoamento em lajes armadas em duas direcções; os limites de extensão para a armadura de corte, podendo variar entre 0.2% - 0.4%, sendo que o limite inferior é muito conservativo.
- Relativamente à análise de custos, é necessária a obtenção de preços mais fiáveis das fibras de vidro, das fibras de carbono e das fibras de aramida que englobem os custos de importação e taxas de forma a elaborar uma comparação mais realista. Além disso, é imperativo otimizar os processos de produção de varões de forma a tornar os seus custos mais competitivos.
- Face aos aspectos menos favoráveis das características mecânicas dos varões de GFRP (fibra de vidro), potenciar o uso dos varões de CFRP (fibra de carbono) ou outros com maior módulo de elasticidade longitudinal e a aplicação da técnica de pré-esforço dos varões.

REFERÊNCIAS

- ACI (2004). *ACI 440.3R-04 - Guide Test Methods for Fiber Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*. ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- ACI (2005). *ACI 318M - Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, ACI Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- ACI (2006). *ACI 440.1R-06 - Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars*. Farmington Hills, Michigan.
- ASLAN (2008). *ASLAN FRP - Technical Data Sheet*. Hughes Brothers Inc, Fichas técnicas (BIU Internacional), USA.
- Bakis, C.E., Bank, L.C., Brown, V.L., Cosenza, E., Davalos, J.F., Lesko, J.J., Machida, A., Rizkalla, S.H., Triantafillou, T.C., (2002). *Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction – State-of-the-Art Review*, Journal of Composites for Construction, ASCE, May, Vol. 6, No. 2, pp. 73-87.
- Benmokrane, B., Chaallal, O., Masmoudi, R., (1996). *Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Reinforcing Bars*. ACI Structural Journal, V. 93, No. 1, Jan.-Feb., pp. 46-55.
- Bischoff, P.H. (2005). *A Rational Proposal for Predicting Beam Deflection*. 33rd Annual Conference of Canadian Society for Civil Engineering, Toronto, Ontario, June 2-4, 2005, GC-299-1/10.
- BIU (2009). *Fichas técnicas de Aslan 100*, BIU Internacional, Lda., <http://www.biu.pt/>, Portugal.
- BSI (1997). *BS 8110-1:1997 – Structural Use of Concrete. Code of Practice for Design and Construction, Part 1*. British Standard Institution, London, 172 pp.
- CEB-FIP (1993). *Model Code 1990 – Design Code*. Comité Euro-International du Béton. Thomas Telford Services Ltd, London, 437 pp.
- CNR (2007). *CNR-DT 203/2006 - Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars*. CNR – Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, Italian National Research Council, Roma.
- CSA (2000). *CAN/CSA-S6-00 - Canadian High Bridge Design Code*. Clause 16.8.6, Canadian Standard Association (CSA) International, Toronto, Ontario, Canada, 734 pp.
- CSA (2002). *CAN/CSA-S6-02 - Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers*. CAN/CSA S806-02, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, 177 pp.
- EC 2 (2004). *EUROCODIGO 2 - Projecto de estruturas de betão- Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN - Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- El-Ghandour, A. (1999). *Behaviour and Design of FRP RC Slabs PhD Thesis*. The University of Sheffield, Dept. of Civil & Structural Engineering, 285 pp.
- Faza, S. S., GangaRao, H.V. S. (1992). *Bending and Bond Behavior of Concrete Beams Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Rebars*. WVDORP-83 Phase I Report, West Virginia University, Morgantown, 128-173 pp.
- Fib (2007). *FIB Bulletin 40 - FRP Reinforcement in RC Structures*. Technical report, Federation Internationale du Béton, Task Group 9.3, Lausanne, Suíça (versão provisória).

- FIBRA (2006). *Fibra Rod & Cable - Technical Data Sheet*. Fibex Co Lda, Fichas técnicas, Japão.
- Figueiras, J. A. (1997). *Verificação aos Estados Limites de Utilização*. Apontamentos de Betão Armado 2, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Figueiras, J. A., Barros, H. (2007). *Estruturas de betão - Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Acordo com o Eurocódigo 2*. Apontamentos de Betão Armado 2, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Fonseca, M. S. (2005). *Curso sobre Regras de Medição na Construção*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Gao, D., Benmokrane, B., Masmoudi, R., (1998). *A Calculating Method of Flexural Properties of FRP-Reinforced Concrete Beam: Part 1: Crack Width and Deflection*. Technical Report, Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 24 pp.
- Gross, S., Yost, J., Kevgas, G., (2003). *Time-Dependent Behavior of Normal and High Strength Concrete Beams Reinforced With GFRP Bars Under Sustained Loads*. High Performance Materials in Bridges, American Society of Civil Engineers, pp. 451-462.
- Hao, Q., Wang Y., He Z., Ou J. (2008). *Bond strength of glass fiber reinforced polymer ribbed rebars in normal strength concrete*. Elsevier, 12 de Junho de 2008, 865 - 871, Construction and Building Materials 23.
- ISIS (2001). *Design Manual nº 3 - Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers*. Intelligent Sensing for Innovative Structures, ISIS Canada, Winnipeg.
- ISIS (2003). *ISIS Educational Module 3: An Introduction to FRP-Reinforced*. Intelligent Sensing for Innovative Structures, ISIS Canada, Winnipeg.
- IStructE (1999). *Institution of Structural Engineers – Interim Guidance on the Design of Reinforced Concrete Structures Using Fiber Composite Reinforcement*. Published by SETO Ltd, 116 pp.
- JSCE (1997). *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures using Continuous Fiber Reinforcing Materials*. Concrete Engineering Series 23, Japan Society of Civil Engineers, Editor Atsuhiko Machida, Tokyo.
- Juvandes, L.F.P. (1999). *Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DECivil, Porto.
- Juvandes, L.F.P. et al (2005). *Construção com Novos Materiais*, documento de compilação dos acetatos de apoio às disciplinas de “Seminário de Materiais e Processos de Construção” e “Construção com Novos Materiais”, do 5º ano do curso de Licenciatura em Engenharia Civil e às disciplinas de “Materiais Estruturais” e “Reabilitação e Reforço de Estruturas”, do curso de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DECivil, Porto.
- Ospina, C. E., Gross. S. P. (2005). *Rationale for the ACI 440.1R-06 Indirect Deflection Control Design Provisions*. Proceedings of 7th International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures, Kansas City, USA, 651-670 pp.
- Pecce, M., Manfredi, G., and Cosenza, E. (2000). *Experimental Response and Code Models of GFRP RC Beams in Bend*. ASCE Journal of Composites for Construction, Vol. 4, No. 4, November, 182-190 pp.

- Pereira, C. G., Fangueiro R., Jalali S., Araújo, M. e Marques, P. P. (2008). *Varões Compósitos Entrançados para Reforço do Betão*. Acta de Conferencia, BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, 5 - 7 de Novembro, Universidade do Minho, Guimarães.
- Pilakoutas, K., Neocleous, K. and Guadagnini, M. (2002). *Design philosophy issues of fibres reinforced polymer reinforced concrete structures*. Journal of Composites for Construction, 6 (3), 154-161 pp.
- PULTRALL (2008). *V-ROD Composite Rebar for Concrete Structures - Technical Data Sheet*. Pultrall, Fichas técnicas, Canadá.
- Santos, J. R., Oliveira, F., Rodrigues, M., Santos, I., Dias, J. (2006). *Betão com Varões de Fibra de Vidro*. Monografia, Instituto Superior Técnico.
- SHOECK (2007). *Technical Information Schöck ComBAR®*. Schöck Bauteile GmbH, Fichas técnicas, Alemanha.
- Silva, P. A. S. C. M. (2008). *Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DECivil, Porto.
- SIREG (2009). *SIREG Rods - Technical Data Sheet*. Sireg S.p.A, Fichas técnicas, Itália.
- Teles, M. (2008). *Patologia do Betão*. Apontamentos de Patologia dos Materiais, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Wegian, F. M., Abdalla H.A. (2005). *Shear capacity of concrete beams reinforced with fiber reinforced polymers*. Elsevier, 13 de Fevereiro de 2005, pp. 130 - 138, Composite Structures.
- Zhao, W. (1999). *Crack and Deformation Behaviour of FRP Reinforced Concrete Structures*. PhD Thesis, The University of Sheffield, Department of Civil & Structural Engineering, 236 pp.
- ASLAN (2009): http://www.hughesbros.com/Aslan_FRP.html, 25 de Março de 2009.
- FIBEX (2009): <http://www.fibex.co.jp/english/fibra-rod.html>, , 25 de Março de 2009.
- PULTRALL (2009): <http://www.pultrall.com/Site2008/index.htm>, , 26 de Março de 2009.
- SHOECK (2009): <http://www.schoeck.com/>, 26 de Março de 2009.
- SIREG (2009): <http://www.sireg.it/>, 27 de Março de 2009.
- Finaperf (2009): <http://us.finaperf.com/convert/euro+us-dollar>, 18 de Junho de 2009.
- Pititi (2009): <http://www.pititi.com/curiosidades/conversor/conversor.htm>, 18 de Junho de 2009.
- Excel Composites (2009):
<http://www.exelcomposites.com/English/Technical/Manufacturingtechnologies/Pultrusion/tabid/7665/language/en-US/Default.aspx>, 27 de Junho de 2009.

A1

ANEXO 1 – FICHAS TÉCNICAS DE SISTEMAS COMERCIAIS

Neste anexo, reúnem-se as Fichas Técnicas disponíveis para os sistemas comerciais de varões compósitos de FRP, resultantes da pesquisa (nacional e internacional) realizada no âmbito do presente trabalho e exposta no Capítulo 2 deste documento, na secção 2.4.

Quadro A1.1. – Varões comercialmente (fichas técnicas).

Referência	Fibra	Produtor	País	Representação em Portugal
ASLAN FRP	GFRP CFRP	Hughes Brothers	EUA	BIU Internacional
SIREG Rods	GFRP AFRP CFRP	SIREG	Itália	s/r
Schöck ComBAR	GFRP	SHOECK	Alemanha	s/r
Fibra Rod & Cable	AFRP	FIBEX	Japão	s/r
Sistema V-ROD	GFRP CFRP	PULTRALL	Canadá	s/r

s/r - sem representação

HUGHES BROTHERS, INC. - ASLAN FRP

FICHAS TÉCNICAS

2008

Physical Properties - Aslan 100, 101 GFRP Rebar

Aslan 100 Vinyl Ester Matrix GFRP Rebar

Aslan 101 Polyester Matrix GFRP Rebar for non-portland cement and temporary use applications.

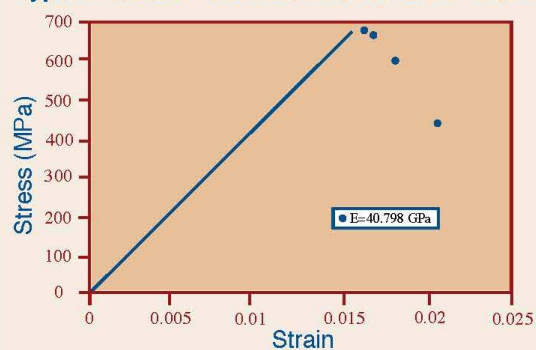
I. Tensile Stress, Nominal Diameter & Cross Sectional Area

Size	Diameter		Area		Guaranteed Tensile Strength		Ultimate Tensile Load		Tensile Modulus of Elasticity	
	(mm)	(in)	(mm ²)	(in ²)	(MPa)	(ksi)	kN	kips	(GPa)	(psi 10 ⁶)
2	6	1/4	31.67	0.049	825	120	26.2	5.89	40.8	5.92
3	10	3/8	71.26	0.110	760	110	54.0	12.1	40.8	5.92
4	13	1/2	126.7	0.196	690	100	87.3	19.6	40.8	5.92
5	16	5/8	197.9	0.307	655	95	130	29.1	40.8	5.92
6	19	3/4	285.0	0.442	620	90	177	39.8	40.8	5.92
7	22	7/8	387.9	0.601	586	85	227	51.1	40.8	5.92
8	25	1	506.7	0.785	550	80	279	62.8	40.8	5.92
9	29	1-1/8	641.3	0.994	517	75	332	74.6	40.8	5.92
10	32	1-1/4	791.7	1.227	480	70	382	85.9	40.8	5.92

Hughes Brothers reserves the right to make improvements in the product and/or process which may result in benefits or changes to some physical-mechanical characteristics. The data contained herein is considered representative of current production and is believed to be reliable and to represent the best available characterization of the product as of May 2007. Tensile tests per ASTM D7205.



Typical Stress / Strain Curve for GFRP Rebar



Bond Stress

Bond of GFRP to concrete is controlled by friction due to surface roughness of the GFRP rods and mechanical interlock of the GFRP rod against the concrete.

Maximum Bond Stress.....11.6 MPa (1679 psi)

Based on pull out tests performed using the ACI 440.3R-04 Method B.3.

Coefficient of Thermal Expansion:

Transverse Direction 18.7 x 10⁻⁶/°F
33.7 x 10⁻⁶/°C
Longitudinal Direction 3.66 x 10⁻⁶/°F
6.58 x 10⁻⁶/°C

Specific Gravity:

2.0 per ASTM D792

Shear Stress:

Shear stress 22,000
psi (152 MPa) per ACI
440.3R-04 Test B.4.

Barcol Hardness:

60 per ASTM D2583

Glass Fiber Content by Weight:

70% minimum per ASTM D2584

Contact Information

Hughes Brothers, Inc.

210 N. 13th Street • Seward, NE 68434
Phone **800-869-0359** 402-643-2991
Fax 402-643-2149
Email: doug@hughesbros.com
www.hughesbros.com

Durability

Potential durability versus traditional steel reinforcement is one of the chief benefits of GFRP Rebar. However, being a relatively new material for use as a concrete reinforcement, decades of performance data are not available.

Fortunately, research from the ISIS network in Canada which involved extracting GFRP bars from several bridges and structures across Canada that have been in service from between 5 to 8 years reveals NO DEGRAEDATION of the GFRP bars. (*Durability of GFRP Reinforced Concrete from Field Demonstration Structures – M. Onofrei University of Manitoba, May 2005*). This performance matches that of GFRP dowel bars that had been extracted from service in Ohio after 20 years.

Creep

When subjected to a constant load, all structural materials, including steel, may fail suddenly after a period of time, a phenomenon known as creep rupture. Creep tests conducted in Germany by Bundelmann & Rostasy in 1993, indicate that if sustained stresses are limited to less than 60% of short term strength, creep rupture does not occur in GFRP rods. For this reason, GFRP rebars are not suitable for use as prestressing tendons. In addition, other environmental factors such as moisture can affect creep rupture performance.

Based on proposed ACI 440 design guidelines, it is recommended that the sustained tensile stress not exceed 20% of minimum ultimate tensile stress. For a summary of the recommended design guidelines, refer to 440.1R-06 or your controlling national guide.

Stirrups, Shapes and Bends

Bends in Aslan GFRP Rebar are fabricated by shaping over a set of molds or mandrels prior to thermoset of the resin matrix. Field bends are not allowed.

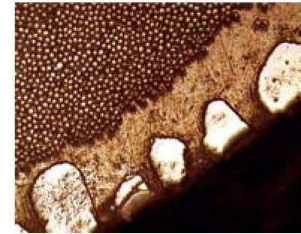
It is recommended that you work with the factory in the early stages of design, as not all standard bends and shapes are readily available. For example, a J-Hook at the end of a 10 meter length of rebar would be achieved by lap splicing a J-hook piece to the 10 meter rebar.

- The narrowest inside stirrup width is 10", (15 inches for #7 & #8 bar).
- Bends are limited to shapes that continue in the same circular direction. Otherwise lap splices are required.

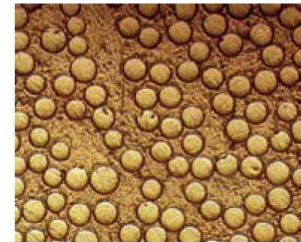
- All bends must be made at the factory.
- Bent portions of GFRP rebars have a lower tensile strength than straight portions.

For Large Radius Curves

Bar Diameter	Minimum Allowable Radius
#2 6mm	34" 864mm
#3 9mm	51" 1295mm
#4 13mm	67" 1702mm
#5 16mm	84" 2134mm
#6 19mm	101" 2565mm
#7 22mm	118" 2997mm
#8 25mm	135" 3429mm
#9 29mm	152" 3861mm
#10 32mm	186" 4267mm



Microscopy photo of Hughes Brothers Rebar - 60 X



Microscopy photo of Hughes Brothers Rebar - 240 X



Some bent shapes are made using appropriate lap splicing.

Available ACI Bends

Dia.	Inside Bend Dia.
#2	3"
#3	4.25"
#4	4.25"
#5	4.5"
#6	4.5"
#7	6"
#8	6"

Contact Information

Hughes Brothers, Inc.

210 N. 13th Street • Seward, NE 68434
 Phone 800-869-0359 402-643-2991
 Fax 402-643-2149
 Email: doug@hughesbros.com
www.hughesbros.com

Aslan 200 allows designers to utilize the greater modulus and tensile strengths of carbon fiber in a non-metallic reinforcing bar. Aslan 200 can be used for both new construction and as a strengthening material for the novel technique known as "Near Surface Mount" or NSM strengthening. Incorporated with a proprietary end anchorage, the Aslan 200 bar can be used in un-bonded post tension or pre-stressing applications.

Aslan 200
CFRP REBAR

Benefits of Aslan 200 CFRP Rebar

- Impervious to chloride ion and chemical attack
- Tensile strengths greater than steel
- Modulus approaching that of steel and three times that of GFRP Rebar
- Better utilization of fiber properties as dictated by ACI440.1R-06
- NSM strengthening per ACI 440.2R-08
- 1/5th the weight of steel reinforcing
- Surface treatment to enhance bond to portland cement for new construction (Aslan 201), and grout or structural epoxies when used for NSM strengthening (Aslan 200).

Features of Aslan 200 CFRP Rebar

While more costly than the Aslan 100 family of GFRP Rebar, Aslan 200 CFRP Rebar allows the civil engineer the ability to optimize the design of a structure using all non-metallic reinforcing. Aslan 200 with its greater modulus of elasticity and better fiber utilization based on ACI440 design guidance can be used in areas of the concrete structure subjected to greater loads and larger long-term stresses.

For strengthening of existing structural elements, Aslan 200 may be used to increase the flexural or shear capacity of a member. In this technique, the Aslan 200 is placed in a groove cut into the surface of the element. The rod is embedded in a cementitious grout or high strength structural epoxy adhesive. NSM strengthening is appropriate for concrete, masonry or wood structural elements.

Aslan 200 bars can also be used for pre-stressing or post-tensioning utilizing Hughes Brothers proprietary anchorages.

Unlike Aslan 100 GFRP, Aslan 200 CFRP bars are semi-conductive of thermal, electrical and radio-frequency energy.

Physical Properties

Bar	Diameter		Cross Sectional Area*		Nominal Diameter		Tensile Strength		Tensile Modulus of Elasticity		Ultimate Strain
	(mm)	(in)	(mm ²)	(in ²)	(mm)	(in)	(MPa)	(ksi)	(Gpa)	(psi 106)	(%)
6		#2	29.9	0.0464	6	0.254"	2400	350	124	18	0.017
10		#3	65.2	0.1010	10	0.362"	1725	250	138	20	0.014
13		#4	108.3	0.1963	13	0.500"	1650	240	138	20	0.014

Hughes Brothers reserves the right to make improvements in the product and/or process which may result in benefits or changes to some physical-mechanical characteristics. Please refer to our web site at www.hughesbrothers.com for the most current values. The data contained herein is considered representative of current production and is believed to be reliable and to represent the best available characterization of the product as of December 2008.

Nominal Diameter

The nominal diameter of the rebar is the average diameter and assumes the shape of the rebar is a circle.

Tensile Stress

Tensile stress values shown are determined as the average failure load divided by the nominal bar diameter minus three standard deviations. Per ACI440 definition, this is the "Guaranteed Tensile Strength, f_{tu}^* ".

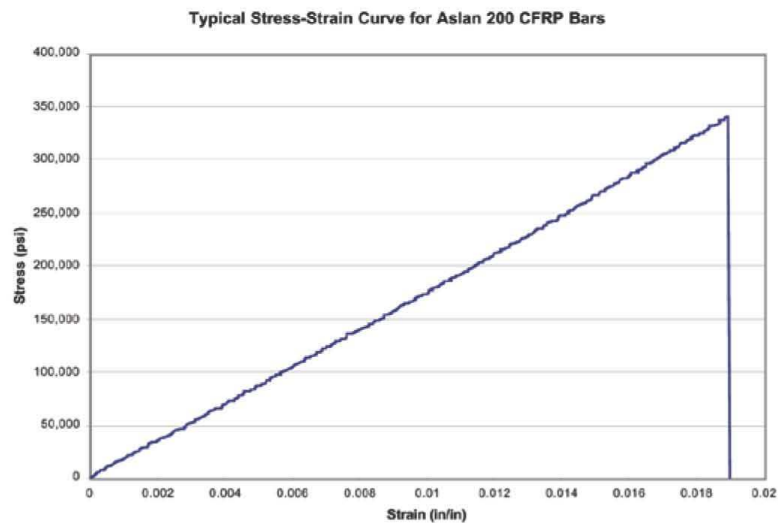
*Measured Cross Sectional Area

The cross sectional area of the rebar as determined by immersing a sample in water and measuring the volume displacement of the piece. When calculating the cross sectional area, the cross section is assumed to be a circle. The published value represents the actual measured value, which may differ slightly from the nominal diameter.

Tensile Modulus of Elasticity

This value is the mean modulus of a sample of test specimens.

Unlike steel materials, the stress-strain curve of FRP is linear elastic to failure.



ASLAN 200 CFRP Rebar

SIREG RODS

FICHAS TÉCNICAS

2009

Technical Data Sheet



Glassfree® 16

02 February 2007

TECHNICAL DATA

DIMENSIONS	DIMENSIONS	DIMENSIONI
<ul style="list-style-type: none"> - External Diameter: 16 mm \pm 1 mm - Linear weight: 390 g \pm 5 % 	<ul style="list-style-type: none"> - Diamètre: 16 mm \pm 1 mm - Poids: 390 g \pm 5 % 	<ul style="list-style-type: none"> - Diametro esterno: 16 mm \pm 1 mm - Peso Lineare: 390 g \pm 5 %
MATERIALS USED	MATERIELS UTILISE	MATERIALI IMPIEGATI
<p>Glass : Direct "E" Roving</p> <ul style="list-style-type: none"> - Density on fibres: 2,55 g/cm³ - Tensile Strength: > 2000 MPa - Breaking elongation: > 4,4 % - Tensile Elastic modulus: > 70 GPa <p>Resin : vinyl ester resin</p> <ul style="list-style-type: none"> - Density: 1,15 g/cm³ - Tensile Strength: > 55 MPa - Breaking elongation: > 2 % <p>Sand : Spheroidal natural quartz-Crystal with trigonal structure</p> <ul style="list-style-type: none"> - Density: 2,65 g/cm³ - Composition: SiO₂ > 98 % - Grading curve: 0,15/0,3 mm 	<p>Verre : Roving direct verre "E"</p> <ul style="list-style-type: none"> - Densité sur les filaments: 2,55 g/cm³ - Résistance à traction: > 2000 MPa - Allongement de rupture: > 4,4 % - Module d'élasticité à traction: > 70 GPa <p>Résine : Résine vinylester</p> <ul style="list-style-type: none"> - Densité: 1,15 g/cm³ - Résistance à traction: > 55 MPa - Allongement de rupture: > 2 % <p>Sable : Quartz sphéroïdal naturel, Cristal à structure trigonal</p> <ul style="list-style-type: none"> - Densité: 2,65 g/cm³ - Composition: SiO₂ > 98 % - Granulométrie: 0,15/0,3 mm 	<p>Vetro : Roving Diretto "E"</p> <ul style="list-style-type: none"> - Densità delle fibre: 2,55 g/cm³ - Resistenza a trazione: > 2000 MPa - Allungamento a rottura: > 4,4 % - Modulo elastico a trazione: > 70 GPa <p>Resina : resina vinilestere</p> <ul style="list-style-type: none"> - Densità: 1,15 g/cm³ - Resistenza a trazione: > 55 MPa - Allungamento a rottura: > 2 % <p>Sabbia : Quarzo sferoidale naturale a struttura trigonale</p> <ul style="list-style-type: none"> - Densità: 2,65 g/cm³ - Composizione: SiO₂ > 98 % - Granulometria: 0,15/0,3 mm
TECHNICAL CHARACTERISTICS	CARACTERISTIQUES TECHNIQUES	CARATTERISTICHE TECNICHE
<ul style="list-style-type: none"> - Density: 1,9 g/cm³ - Glass content: ■ 70% - Tensile Strength: ■ 1000 MPa - Tensile Elastic modulus: ■ 40 GPa - Ultimate load: ■ 20 tons 	<ul style="list-style-type: none"> - Densité: 1,9 g/cm³ - Contenu en verre: ■ 70% - Résistance à traction: ■ 1000 MPa - Module d'élasticité à traction: ■ 40 GPa - Charge ultime à traction: ■ 20 tonnes 	<ul style="list-style-type: none"> - Densità: 1,9 g/cm³ - Contenuto di vetro: ■ 70% - Resistenza a trazione: ■ 1000 MPa - Modulo elastico a trazione: ■ 40 GPa - Carico ultimo a trazione: ■ 20 tons



SIREG S.p.A. - Via del Bruno 12 - 20043 ARCORE (MI) - Italy, tel. +39 - 039 - 627021 Fax +39-039-615996-
e-mail : geotecnica@sireg.it, www.sireg.it, www.sireg.net

2/2

ADVANCED FRPs FOR CIVIL ENGINEERING



Arapree[®] Rod

High modulus aramid fibers rods

Description

Arapree Rod is a family of lightweight unidirectional aramid fibres rods particularly designed for:

- prestressing of concrete members;
- structural repointing of masonry structures;
- repair of historical buildings such as churches and ancient monuments;
- structural rehabilitation of cracked masonry columns.



Arapree Rod offers:

- non-magnetic properties;
- excellent corrosion resistance, as well as the advantages of high stiffness to weight ratio when compared to conventional construction materials;
- good fatigue properties;
- damage tolerance;
- easiness of transportation and handling;
- potential for real-time monitoring



Packaging: 100 m rolls or pre-cut

Performances of Arapree Rod family

	Arapree Rod 5,5	Arapree Rod 7,5	Arapree Rod 10
tensile strength, MPa	1400	1400	1400
tensile modulus of elasticity, GPa	60	60	60
Ultimate deformation, %	2.4	2.4	2.4
Nominal diameter, mm	5,5	7,5	10
Nominal area, mm ²	23	44	78
Ultimate load, KN	32	61	109
Linear weight, g·m ⁻¹	40	75	130

SIREG S.p.A is certified ISO 9002 since 1997
Address: Via del Bruno 12 Arcore (Milano), Italy

- Tel + 39 039 627 021
- Fax +39 039 615 996
- www.sireg.net
- email: frp@sireg.net



www.frpland.net

Exclusive Member

ADVANCED FRPs FOR CIVIL ENGINEERING



Carbopree[®] Rod

High strength and high modulus carbon fibre rods

Description

Carbopree Rod is a family of lightweight carbon fibres rods particularly designed for flexural strengthening of concrete structures.



Carbopree Rod offers:

- excellent corrosion resistance, as well as the advantages of high stiffness to weight ratio when compared to conventional construction materials.
- good fatigue properties;
- damage tolerance;
- ease of transportation and handling;
- potential for real-time monitoring;
- tailor made solution.



performances of Carbopree Rod HS (High strength rods)

	Carbopree Rod HS 5	Carbopree Rod HS 7,5	Carbopree Rod HS 10
tensile strength	2300 MPa	2300 MPa	2300 MPa
tensile modulus of elasticity	130 GPa	130 GPa	130 GPa
ultimate deformation	1.8 %	1.8 %	1,8 %
Nominal diameter	5 mm	7,5 mm	10 mm
Nominal area	19 mm ²	44 mm ²	78 mm ²
Ultimate load	44 kN	101 kN	180 kN
Linear weight	40 g.m ⁻¹	75 g.m ⁻¹	130 g.m ⁻¹

performances of Carbopree Rod HM family (High Modulus rods)

	Carbopree Rod HM 5	Carbopree Rod HM 7	Carbopree Rod HM 10
tensile strength	3000 MPa	3000 MPa	3000 MPa
tensile modulus of elasticity	200 GPa	200 GPa	200 GPa
ultimate deformation	1.5 %	1.5 %	1.5 %
Nominal diameter	5 mm	7 mm	10 mm
Nominal area	19 mm ²	38 mm ²	78 mm ²
Ultimate load	57 kN	114 kN	234 kN
Linear weight	40 g.m ⁻¹	65 g.m ⁻¹	130 g.m ⁻¹

Packaging: 50 m rolls or pre-cut


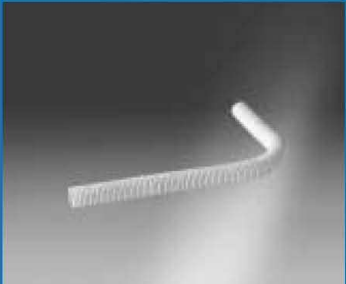
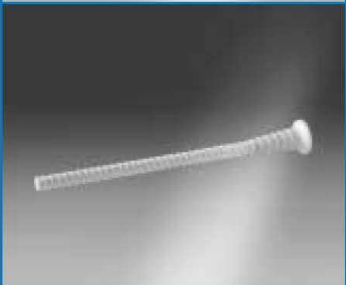
SCHÖCK COMBAR

FICHAS TÉCNICAS

2007

SCHÖCK COMBAR®

All types at a glance

	straight bars Ø 8 mm Ø 12 mm Ø 16 mm Ø 25 mm Ø 32 mm other diameters on request	standard lengths 10 m 10 m 12 m 14 m 14 m	► As load bearing reinforcement for tensile forces in concrete.
	bent bars/stirrups Ø 12 mm Ø 20 mm	bar lengths up to 5,6 m up to 5,6 m	► For assembly of and to provide stability to the reinforcement cage. (see page 17)
	bars with anchorage heads Ø 16 mm Ø 32 mm other diameters on request	bar lengths up to 2,0 m up to 2,0 m	► As shear reinforcement in slabs and beams. (see page 17)

Delivery Times

straight bars 2 weeks
 bent bars, headed bolts approx. 3 weeks

Delivery times for larger orders and exact times for bent bars, stirrups and headed bolts on request.

SCHÖCK COMBAR®

Product description

The standard Schöck ComBAR® bar is a glass fibre reinforced round bar with surface ribbing. The product was conceptualized as plain reinforcement for concrete components. Its physical as well as its bond properties are comparable to those of reinforcing steel. They are achieved by high quality components, the specialized production process and the unique, patented geometry of the ribs.

Material characteristics

- ▶ high corrosion resistance
- ▶ high chemical resistance
- ▶ electrically non-conductive
- ▶ non-magnetic
- ▶ ease of machining
- ▶ very low thermal conductivity

Fields of application

- => open and underground parking garages, bridge caps and barrier walls, slim facade elements, shore line stabilisation, hydraulic engineering
- => industrial floors, industrial containers, sewage-treatment plants, agricultural facilities
- => machinery with high field-strengths, signals and switches of railways
- => sensitive electronic equipment, structural biology
- => shaft walls in tunnelling, formwork anchors, building back
- => energy conservation in housing construction

material properties of straight bars*	reinforcing steel DIN EN ISO 15630 DIN 488	stainless steel EN 10088	Schöck ComBAR®
tensile strength f_{tk} (N/mm ²)	550	550	1000 (see page 10)
characteristic yield strength f_{yk} (N/mm ²)	500	500	1000 (see page 10)
design value of yield strength f_{yd} (N/mm ²)	435	435	435 (see page 10)
strain at ultimate limit state ϵ_{UJS}	2.18 ‰	2.72 ‰	7.25 ‰
tension modulus of elasticity (N/mm ²)	200,000	160,000	60,000
design value bond stress f_{bd} C20/25 (N/mm ²)	2.3	2.3	2.3
design value bond stress f_{bd} C30/37 (N/mm ²)	3.0	3.0	3.0
design value bond stress f_{bd} C40/50 (N/mm ²)	3.7	3.7	3.7
concrete cover	according DIN 1045-1	$d_s + 10$ mm	$d_s + 10$ mm
density γ (g/cm ³)	7.85	7.85	2.2
thermal conductivity λ (W/mK)	60	15	< 0.5
coefficient of thermal expansion α (1/K)	$0.8 - 1.2 \times 10^{-5}$	$1.2 - 1.6 \times 10^{-5}$	0.6×10^{-5} (axial) / 2.2×10^{-5} (radial)
magnetism	yes	very low	no

*all symbols according to DIN 1045-1/EC-2

The material properties were determined in various test series on the tensile strength and bond behavior.

SCHÖCK COMBAR®

Product data sheet



Properties of straight bars

properties	terms ¹⁾	values	comments
core cross section	A	0,50 cm ² 1,13 cm ² 2,01 cm ² 4,91 cm ² 8,04 cm ²	bar dia./bar number Ø 8 mm/M8 Ø 12 mm/M13 Ø 16 mm/M15 Ø 25 mm/M25 Ø 32 mm/M32
nominal weight	g	0,14 kg/m 0,30 kg/m 0,52 kg/m 1,22 kg/m 1,95 kg/m	bar dia./bar number Ø 8 mm/M8 Ø 12 mm/M13 Ø 16 mm/M15 Ø 25 mm/M25 Ø 32 mm/M32
characteristic tensile strength	f _{tk}	> 1000 N/mm ²	see page 10
design tensile strength (ULS)	f _{td}	435 N/mm ²	see page 11
modulus of elasticity	E _f	> 60.000 N/mm ²	see diagram page 10
strain at ultimate limit state (ULS)	ε _f	7,3 ‰	(at f = 435 N/mm ²)
maximum bond strength	f _b	12 - 25 N/mm ²	acc. RILEM RC 6 (depending on concrete compressive strength)
design bond strength	f _{b,td}	2.3 N/mm ² 3.0 N/mm ² 3.7 N/mm ²	C 20/25 C 30/37 C 40/50
strength perpendicular to axis	—	200 N/mm ² 150 N/mm ²	Ø 16 mm (see page 8) Ø 32 mm (see page 8)
concrete cover	c _v	d _s + 10 mm	all exposure classes precast: d _s + 5 mm
density	γ	2,2 g/cm ³	
thermal conductivity	λ	< 0,5 W/mK	
coefficient of thermal expansion	α	0,6 x 10 ⁻⁵ 1/K (axial) 2,2 x 10 ⁻⁵ 1/K (radial)	Beton: 0,5 - 1,5 x 10 ⁻⁵ 1/K
critical core temperature	—	400° C	refer to page 15
specific resistance	—	> 10 ¹² μΩcm	
chemical resistance	—	very good	
electro-magnetic conductivity	—	none	
environmental hazard rating	—	Z0 (non hazardous)	according to LAGA
water absorption	—	< 0.3 %	for all diameters
glass transition temperature	T _g	180 °C	DSC and DMA method

¹⁾all terms according to fib

The values listed in this table are determined at room temperature.

ComBAR® (straight bars Ø 16 and Ø 32 mm) is tested and certified according to the American guideline ACI 440.3R-04 „Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures“.

SCHÖCK COMBAR®

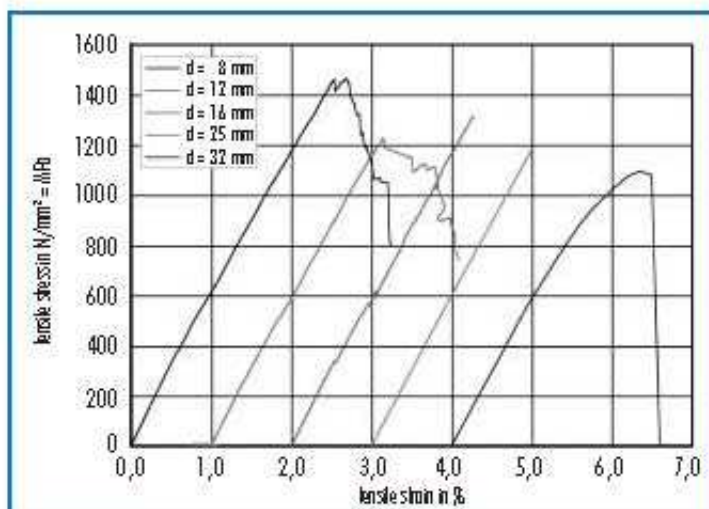
Tensile strength and modulus of elasticity

In contrast to steel, Schöck ComBAR® behaves in a linear elastic manner up to failure. Yielding is not observed. The modulus of elasticity is 60,000 N/mm². The measured tensile strength for all bar diameters is greater than 1,000 N/mm². The characteristic tensile strengths of the various diameters are shown in the following table.

bar diameter [mm]	mean value: f_t [N/mm ²]
8	1300
12	1350
16	1300
32	> 1000

Values from a test series 2007

To determine the tensile strength and the stress-strain relationship both ends of Schöck ComBAR® bars are glued into shafts. The load is applied at approximately 1 kN/sec. in a hydraulic press. The modulus of elasticity is determined using highly sensitive strain gages. The diagram below shows the tensile test for each diameter.



stress-strain diagram



shredded bar

Failure is brittle. It occurs in the free span of the test specimen, when the tensile strength of the material is exceeded. The fibres burr in the fracture zone in a brushlike fashion. The outermost bar ends, where the specimen is fixed in the hydraulic press, including the ribs of the bars, are undamaged.

In contrast to the brittle failure of the test specimen, a ComBAR®-reinforced structural element behaves in a ductile manner. Distinct signs of the impending failure occur well in advance of the ultimate load.

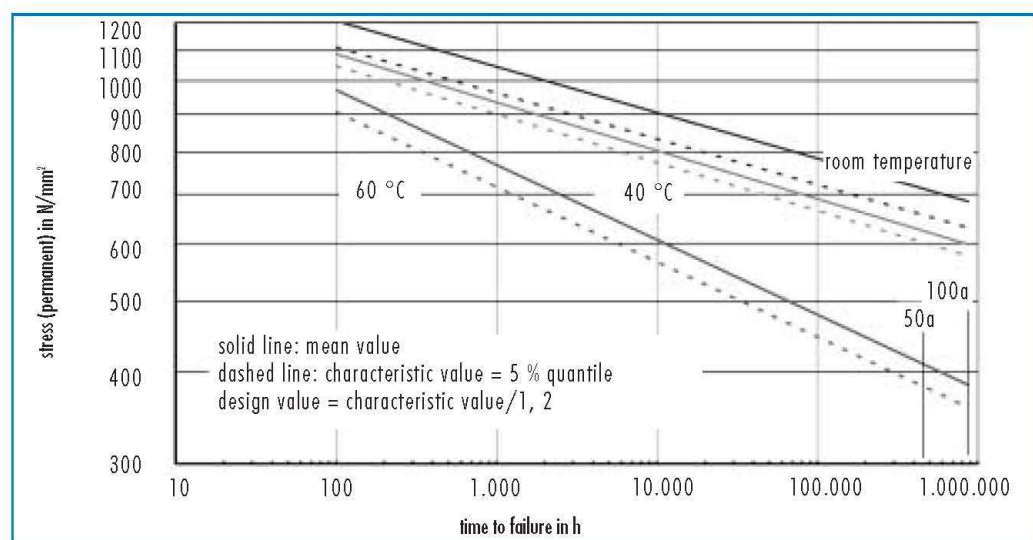
SCHÖCK COMBAR®

Durability



The durability of Schöck ComBAR® was verified in the following test program for a life-time in concrete of over 100 years.

- ▶ The bars were tested under permanent load in moist highly alkaline concrete (Na₂O-content > 1 %) until failure occurred.
 - ▶ The times till failure at the various stress levels were between 50 and over 6500 hours.
 - ▶ The tests were conducted at room temperature (23 °C), at 40 °C and at 60 °C.
 - ▶ For each temperature a mean value line and a 5 % quantile line were derived from the values of the individual durability tests.
- The results of the test series of more than 40 individual tests on 16 mm diameter bars are shown in the diagram.



failure stress of ComBAR® in highly alkaline moist concrete

The **characteristic value of the tensile strength** is extrapolated from this data for the desired life time. This is done on the basis of the 5 % quantile. For exterior members in a normal central European climate the characteristic value of the tensile strength for a life-time of 100 years is defined as $f_{tk} = 580 \text{ N/mm}^2$.

In markedly different environmental conditions (mean value of the temperature) or if a much shorter design life-span is required, other values can be derived using the diagram. Assumptions regarding the life-time and the environmental conditions are always to be chosen on the safe side.

The **design value of the tensile strength** is determined analogously to that of steel rebar. The partial safety factor of ComBAR® is $\gamma_f = 1.2$. For exterior concrete members in a normal European climate the design value can be set to the same value as that of steel rebar $f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$.

The thickness of the **concrete cover** has no influence on the durability of ComBAR® bars. It is sufficient to chose a value according to DIN 1045-1/EC-2 for the exposure class XC 1 for all environmental conditions. We recommend a minimum value of $d_s + 10 \text{ mm}$ or $d_s + 5 \text{ mm}$ for precast concrete elements. These values ensure sufficient bond along the bar.

SCHÖCK COMBAR®

Thermal behaviour

Coefficient of thermal expansion

The axial and radial coefficient of thermal expansion were determined on test specimen at temperatures ranging from 0 °C to 70 °C.

Coefficient of thermal expansion α	Schöck ComBAR®
axial [1/K]	0.6×10^{-5}
radial [1/K]	2.2×10^{-5}

For comparison: the coefficient of thermal expansion of concrete is between 0.5 and 1.2×10^{-5} 1/K, that of reinforcing steel is 1.0×10^{-5} 1/K, that of stainless steel 1.5×10^{-5} 1/K.

Structural elements reinforced with Schöck ComBAR® are not affected by temperature changes. Expansive cracking did not occur in lab experiments, even when ComBAR® reinforcing bars were placed close to the surface of the specimen and the moisture content was varied over time.

Ambient temperatures

The ambient temperature of a structural element reinforced with ComBAR® should not exceed 60 °C. Unless noted otherwise, all technical values specified in the product data sheet were determined at room temperature. The higher temperatures during curing of massive concrete elements do not cause any harm to the ComBAR® bars. A reduction of the load bearing capacity was not observed.

Behaviour at low temperatures

The behaviour of ComBAR® was tested at extremely low temperatures (up to -40 °C) in various test series. It was shown that the material properties of ComBAR® remain nearly unchanged at extremely low temperatures.

SCHÖCK COMBAR®

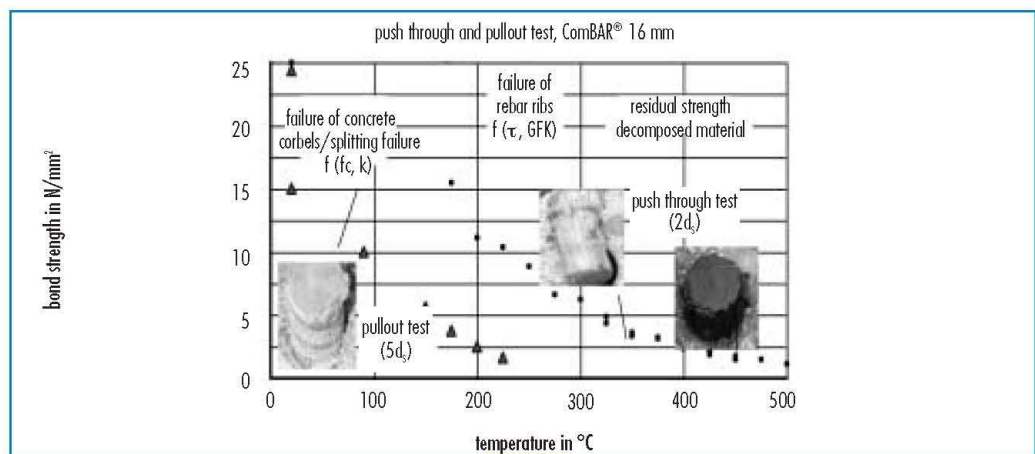
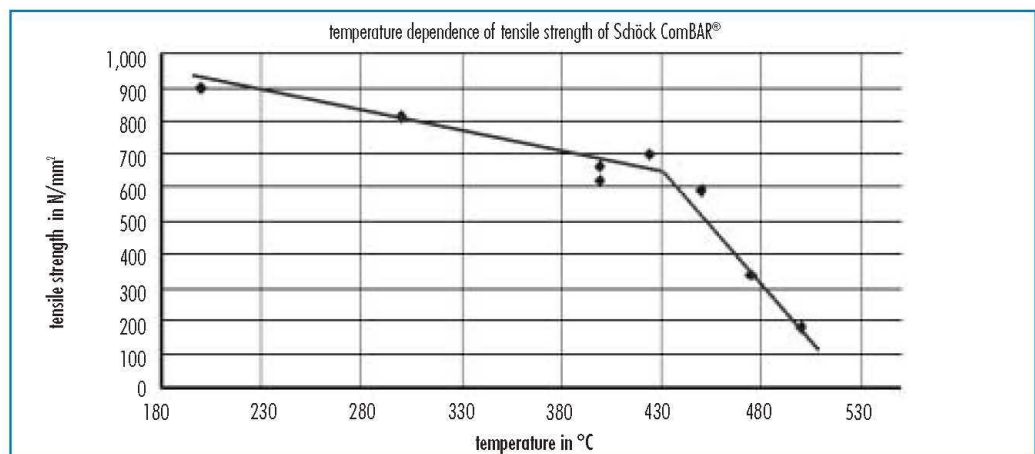
Fire resistance



Fire resistance

The resins used in the production of Schöck ComBAR® withstand temperatures up to about 200 °C over short time spans. The glass fibres soften/melt at about 600 °C. Schöck ComBAR® can catch on fire when exposed to an open flame. After a few seconds the bars stop burning, when no more flammable material remains on the surface of the bars. Schöck ComBAR® bars do not contain fire-resisting additives.

In case an increased fire resistance of Schöck ComBAR®-reinforced structural elements is required, non-structural measures, such as an increase of the concrete cover or an encasement with fire-resistant material, are recommended. Most fire protection methods customary to conventionally reinforced concrete construction can be applied.



FIBRA ROD & CABLE

FICHAS TÉCNICAS

2006

FIBRA ROD & CABLE

Aramid Fiber reinforcing rod & cable for concrete structures



ROD (AFRP)



CABLE (AFRP)

FIBEX CO., LTD.

4-4-3 Nihonbashi-muromachi, Chuo-ku, Tokyo 103-0022 JAPAN

TEL: +81-3-3510-2981

FAX: +81-3-3510-2984

URL: <http://www.fibex.co.jp>

2006.07



FIBRA ROD & CABLE

FIBRA rod & cable are high performance Kevlar® (aramid) fiber reinforced polymers for reinforcing concrete structures.

They are composed of braided Kevlar® fibers impregnated with epoxy resin.

They have advantage worth as follows;

- High tensile strength, high E-modulus and lightweight.
- Superior corrosion resistance.
- High bond characteristic with concrete.
- Non-electric conductor and non-magnetization.
- Rigid rod (shorter than 7 meters length) and flexible cable (from 7 to 50 meters length)
- Application in sensitive electrical environments where carbon fiber can't be used to its conductivity.

■ CHARACTERISTICS OF KEVLAR® FIBER

TENSILE STRENGTH (N/mm ²)	E-MODULUS (kN/mm ²)	ELONGATION (%)
3,000	112.4	2.4

■ SPECIFICATIONS OF FIBRA ROD & CABLE

Type of Rod*	RA3	RA5	RA7	RA9	RA11	RA13	RA15
	FA3	FA 5	FA 7	FA 9	FA 11	FA 13	FA 15
Nominal Diameter (mm)	2.7	5.7	7.8	9.3	11.0	13.7	15.7
Sectional Area (mm ²)	5.7	25.5	47.8	67.9	95	147	193
Unit Weight (g/m)	6.4	32	58	84	115	173	226
Minimum Tensile Load** (kN)	7.8	32	60	85	112	172	225
Young Modulus (kN/mm ²)	68.6						
Elongation at fracture (%)	2.0						

*RA : Rigid rod FA : Flexible cable **Prestressing usage are different loads



■ APPLICATIONS OF FIBRA ROD & CABLE

- Prestressed concrete structures (bridge, floor, sleeper)
- Marine structures (floating bridge, wharf)
- Advanced building (NMR facilities, computer room)

All aramid fiber products of FIBEX are used KEVLAR® fiber.

PULTRALL – SISTEMA V-ROD

FICHAS TÉCNICAS

2008

The Solution for Corrosion

V•ROD

Composite Rebar
for Concrete Structures

Increased Security.
Reduced Life Cycle Cost.



PULTRALL

ACI
American Concrete Institute

ISO 9001:2000
RM 516533

ISH

Technical data sheet straight Carbon V-rod

		#2 CFRP	#3 CFRP	#4 CFRP
		V-rod	V-rod	V-rod
Tensile strength	MPa	1518	1596	1899
	ksi	220,15	231,3	275,4
Guaranted design tens str	MPa	1355,5	1431	1765
	ksi	196,7	207,4	256,0
Tensile modulus	GPa	127	120	144
	ksi	18405,5	17391	20885
Tensile strain	%	1,215	1,33	1,32
Poisson's ratio		0,285	0,3	
Bond stress	MPa	16,25	16,5	
	psi	0		
Bond dependant coefficient		1	1	
Long coeff thermal exp	x E-6/C	-2,25	-2,5	
	x E-6/F	-1,4	-1,4	
Trans coeff thermal exp	x E-6/C	38	38	
	x E-6/F	21	21	
Cross-sectional area	(mm ²)	31,67	71,26	

Technical data sheet V-rod stirrups

		#3 GFRP	#4 GFRP	#5 GFRP	#6 GFRP	#8 GFRP	#3 CFRP	#4 CFRP
		V-rod	V-rod	V-rod	V-rod	V-rod	V-rod	V-rod
Reduced tensile strength	MPa		637					460±53
	ksi							
Tensile strength (straight)	MPa							1185±65
	ksi							
Guaranteed design tens str	MPa							
	ksi							
Allowable tensile strength	MPa							
	ksi							
Tensile modulus (straight)	GPa							109±2
	ksi							
Tensile modulus	GPa							
	ksi							
Tensile strain	%							
Ultimate strain (bent)	µε							8660±362
Poisson's ratio								
Development length	mm							
	in							
Compressive strength	MPa							
	ksi							
Compressive modulus	GPa							
	ksi							
Compressive strain	%							
Poisson's ration								
Flexural strength	MPa							
	ksi							
Flexural modulus	GPa							
	ksi							
Flexural strain	%							
Shear strength	MPa							
	ksi							
Bond stress	MPa							
	psi							
Bond dependant coefficient								
Long coeff thermal exp	xE-6/C							
	xE-6/F							
Trans coeff thermal exp	xE-6/C							
	xE-6/F							
Moisture absorption	%							

Concrete Protection Products, Inc.



Mechanical Properties - V•ROD Fiberglass Rebar (Straight)

		#2 GFRP V•ROD	#3 GFRP V•ROD	#4 GFRP V•ROD	#5 GFRP V•ROD	#6 GFRP V•ROD	#7 GFRP V•ROD	#8 GFRP V•ROD
Nominal Tensile Strength	MPa	874	852	786	751	728	693	675
	ksi	127	124	114	109	106	100	98
Guaranteed Design Tensile Strength	MPa	784	765	708	683	656	625	597
	ksi	114	111	103	99	95	91	87
Nominal Tensile Modulus	GPa	46.1	45.4	46.3	48.2	47.6	46.4	51.9
	ksi	6681	6580	6710	6986	6899	6725	7522
Tensile Strain	%	1.90	1.89	1.70	1.56	1.53	1.49	1.30
Poisson's Ratio		0.25	0.21	0.26	0.25	0.25	0.25	0.28
Development Length (CSA-S6-00 clause 16.8.3)	inch	10.09	13.95	17.05	20.99	23.10	25.33	28.42
Splice Length (CSA-S6-00 clause 16.8.3.1)	inch	13.12	18.13	22.16	27.29	30.03	32.93	36.94
Development Length (CSA-S806-02 clause 9.3)	inch	10.32	14.26	17.43	21.46	23.61	25.90	29.05
Development Length (ACI 440.1R-06 clause 11.3)	inch	12.15	16.57	19.49	23.59	25.24	26.82	28.90
Splice Length (ACI 440.1R-06 clause 11.3)	inch	15.80	21.55	25.34	30.67	32.81	34.86	37.57
Ratio of Modulus of Elasticity to Strength		52.7	53.0	58.9	64.2	65.4	67.0	76.9
Nominal Compressive Strength	MPa	553	538	473	504	519	488	339
	ksi	80	78	69	73	75	71	73
Nominal Flexural Strength	MPa	1200	1161	1005	930	882	811	776
	ksi	174	168	146	135	128	117	112
Nominal Flexural Modulus	GPa	48.8	46.1	46.8	46.8	45.1	44.6	45.1
	ksi	7071	6685	6787	6786	6533	6466	6539
Flexural Strain	%	2.46	2.52	2.15	1.99	1.96	1.82	1.72
Nominal Shear Strength	MPa	225	183	212	195	200	203	203
	ksi	32.6	26.5	30.7	28.3	29.0	29.4	29.4
Nominal Bond Strength	MPa	20.5	17.5	14.1	13.7	16.7	16.5	14.8
	psi	2971	2536	2043	1986	2420	2391	2145
Bond dependent coefficient		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Longitudinal Coefficient of Thermal Expansion	xE-6/C	5.9	5.5	5.5	6.4	6.0	6.0	6.1
	xE-6/F	3.2	3.0	3.0	3.5	3.3	3.3	3.4
Transverse Coefficient of Thermal Expansion	xE-6/C	27.3	27.3	29.6	29.1	27.3	23.4	23.2
	xE-6/F	15.2	15.2	16.4	16.2	15.2	13.0	12.9
Moisture absorption	%	0.65	0.47	0.38	0.42	0.21	0.38	0.17
Glass content	% weight	77.1	77.4	77.9	77.8	78.3	77.8	78.2
	% vol	59.1	59.6	60.3	60.1	60.8	60.1	60.7
Weight	# / LF	0.0520	0.1130	0.1820	0.2860	0.4130	0.5610	0.7330
Cross-sectional area	(mm ²)	31.7	71.3	126.7	197.9	285.1	387.7	506.7
	inch ²	0.049	0.11	0.196	0.307	0.442	0.601	0.785
Cross-sectional area (effective, with coating)	(mm ²)	38.97	78	136.7	224.36	292.57	387.9	527.34
	inch ²	0.06	0.121	0.212	0.348	0.464	0.611	0.817

11/24/2008

A2

ANEXO 2 – CASOS ESTUDADOS – JUSTIFICAÇÃO DE CÁLCULOS

Neste anexo, apresentam-se os cálculos justificativos de todas as etapas que acompanham os procedimentos de dimensionamento dos dois casos estudados no Capítulo 5 do presente trabalho. Os cálculos são expostos pela mesma ordem como se apresentam os exemplos no referido capítulo.

No final do presente anexo, encontram-se as tabelas de quantidades de materiais realizadas com base no disposto por Fonseca (2005) de forma a permitir a análise de custos dos diferentes elementos.

A2.1. LAJE DE BETÃO ARMADO COM AÇO

A2.1.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO: ESPESSURA.

De acordo com critério da deformação, recorrendo ao EC 2 (2004) a espessura da laje é dada por:

$$\frac{l}{d} \leq K_{\sigma_1} K_T K_l \lambda_0 \quad (\text{A2.1.})$$

$K_T=1$ porque a secção não é em T, $K_l=1$ porque o vão é inferior a 7m, e admitiu-se que $K_{\sigma_1} = 310/\sigma_s$ é 1.2. Como se trata de uma laje considera-se o betão levemente solicitado $\rho=0.5\%$ e para um vão extremo de uma laje contínua armada numa direcção vem $\lambda_0=20$.

$$d \geq \frac{l}{K_{\sigma_1} K_T K_l \lambda_0} = \frac{(5m)}{(1.2)(1)(1)(20)} = 0.21m \quad (\text{A2.2.})$$

Uma vez que o recobrimento é 2.5cm, seja $h=0.25m$ e $d=0.22m$.

A2.1.2. ACÇÕES: ESFORÇOS CONDICIONANTES

A2.1.2.1. Estado Limite Último (ELU)

Admitindo um peso volúmico do betão armado com aço de 25kN/m³ vem:

$$pp = 25h = 25kN/m^3 (0.25m) = 6.25kN/m^2 \quad (\text{A2.3.})$$

$$\begin{aligned} p_{sd} &= 1.35G_k + 1.5Q_k = 1.35(6.25kN/m^2 + 2kN/m^2) + 1.5(4kN/m^2) \\ &= 17.14kN/m^2 \end{aligned} \quad (\text{A2.4.})$$

i) Momento positivo a meio vão

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} l^2}{8} = \frac{(17.14 \text{ kN/m}^2)(5\text{m})^2}{8} = 53.56 \text{ kN.m/m} \quad (\text{A2.5.})$$

ii) Esforço transversal

$$V_{sd} = \frac{p_{sd} l}{2} = \frac{(17.14 \text{ kN/m})(5\text{m})}{2} = 42.85 \text{ kN/m} \quad (\text{A2.6.})$$

A2.1.2.2. Estado Limite de Serviço (ELS)

i) Combinação quase permanente

$$p_{cqp} = G_k + \Psi_2 Q_k = (6.25 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2) + 0.4(4 \text{ kN/m}^2) = 9.85 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A2.7.})$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} l^2}{8} = \frac{(9.85 \text{ kN/m}^2)(5\text{m})^2}{8} = 30.78 \text{ kN.m/m} \quad (\text{A2.8.})$$

ii) Combinação característica

$$\begin{aligned} p_{comb\ caract} &= G_k + Q_k = (6.25 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2) + (4 \text{ kN/m}^2) \\ &= 12.25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{A2.9.})$$

$$M_{comb\ caract} = \frac{p_{comb\ caract} l^2}{8} = \frac{(12.25 \text{ kN/m}^2)(5\text{m})^2}{8} = 38.28 \text{ kN.m/m} \quad (\text{A2.10.})$$

A2.1.3. MATERIAIS: PROPRIEDADES DE CÁLCULO

Foram assumidos os requisitos expostos nas disposições regulamentares do EC 2 (2004).

A2.1.4. ELU: CÁLCULO DA ARMADURA

A2.1.4.1 Determinação da armadura de momento positivo

A determinação da armadura é realizada com base nas tabelas propostas por Figueiras *et. al* (2007). Assim, para tabelas de flexão simples de secções rectangulares simplesmente armadas sob a acção de um momento positivo de $M_{máx}=53.56 \text{ kN.m/m}$ vem:

$$\mu = \frac{M_{rd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{(53.56 \text{ kN.m/m})}{(1\text{m})(0.22\text{m})^2 (25000 \text{ kPa}/1.5)} = 0.066 \Rightarrow \bar{w} = 0.068 \quad (\text{A2.11.})$$

$$A_s = \frac{b d f_{cd} \bar{w}}{f_{yd}} = \frac{(1\text{m})(0.22\text{m})(25 \text{ MPa}/1.5)0.068}{(500 \text{ MPa}/1.15)} = 5.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} \quad (\text{A2.12.})$$

$$\Rightarrow \phi 12 // 0.175 \text{ m} (A_s = 6.46 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

O espaçamento da armadura principal não deve ser superior a $3h=3(250\text{mm})=750\text{mm}$ ou 400mm .

A armadura de distribuição a meio vão é dada por:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 20\% A_s^+ = 0.20(6.46 \text{ cm}^2 / \text{m}) = 1.29 \text{ cm}^2 / \text{m} \\
 &\Rightarrow \phi 8 // 0.35 \text{ m} (A_s = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m})
 \end{aligned}
 \quad (\text{A2.13.})$$

O espaçamento da armadura de distribuição não deve ser superior a $3.5h = 3.5(250 \text{ mm}) = 875 \text{ mm}$ ou 450 mm .

A2.1.4.2. Determinação da armadura junto do apoio

A armadura superior nos apoios deve resistir a 25% do momento máximo a meio vão e ter um comprimento de pelo menos 0.2 vezes o vão adjacente, no caso de se considerar que pode haver encastramento parcial. O comprimento da armadura deve ser $l = 0.20(5 \text{ m}) = 1 \text{ m}$ medido a partir da face do apoio.

$$\mu = \frac{M_{rd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0.25(53.56 \text{ kN.m/m})}{(1 \text{ m})(0.22 \text{ m})^2 (25000/1.5)} = 0.017 \Rightarrow \bar{w} = 0.017 \quad (\text{A2.14.})$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{bdf_{cd} \bar{w}}{f_{yd}} = \frac{(1 \text{ m})(0.17 \text{ m})(25 \text{ MPa}/1.5)0.017}{(500 \text{ MPa}/1.15)} = 1.11 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} \\
 &\Rightarrow \phi 8 // 0.40 \text{ m} (A_s = 2.83 \text{ cm}^2 / \text{m})
 \end{aligned}
 \quad (\text{A2.15.})$$

Usar armadura de distribuição dado que existe momento flector transversal no apoio devido à viga:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 20\% A_s^- = 0.20(2.83 \text{ cm}^2 / \text{m}) = 0.57 \text{ cm}^2 / \text{m} \\
 &\Rightarrow \phi 8 // 0.40 \text{ m} (A_s = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{m})
 \end{aligned}
 \quad (\text{A2.16.})$$

A2.1.5. ELS

A2.1.5.1. Verificação da deformação

Recorrendo ao EC2 e para a combinação quase permanente vem:

$$\begin{aligned}
 \frac{l}{d} &= K \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \\
 \frac{5}{0.22} &\leq 1.0 \left[11 + 1.5 \sqrt{25} \frac{0.005}{0.0029} + 3.2 \sqrt{25} \left(\frac{0.005}{0.0029} - 1 \right)^{3/2} \right] \Leftrightarrow \\
 22.73 &\leq 33.79 \quad OK
 \end{aligned}
 \quad (\text{A2.17.})$$

l/d é o valor limite da relação vão/altura; K é o coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais, sendo, neste caso, 1.0 porque se trata de um vão simplesmente apoiado; ρ_0 é a taxa de armadura de referência com f_{ck} em MPa:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} 10^{-3} = \sqrt{25} \times 10^{-3} = 0.005 \quad (\text{A2.18.})$$

$\rho = 0.0029$ é a taxa de armadura de tracção a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo (calculado anteriormente);

Foi admitido inicialmente que $310/\sigma_s=1.2$, ou seja, o nível de tensão no aço é cerca de 20% inferior a $310MPa$ (valor para o qual foi obtida a expressão). Como se verá adiante a tensão no aço é cerca $237MPa$ o que implica que a tensão no aço é cerca de 30% inferior a $310MPa$, logo a expressão acima deve ser multiplicada por 1.3, o que implica uma ainda maior segurança na verificação à deformação.

A2.1.5.2. Verificação das tensões

Para determinar as tensões num elemento de betão armado é necessário, primeiro, verificar se este se encontra fendilhado, comparando o momento aplicado na combinação quase permanente com o momento de fendilhação obtido através da resistência à tracção do betão de $f_{ctm}=2.6MPa$.

$$y_G = \frac{A_c y_1 + A_s y_2}{A_c + A_s} = \frac{(1m)(0.25m)(0.125m) + ((1m)/(0.175m)6.46 \times 10^{-4} m^2)(0.22m)}{(1m)(0.25m) + ((1m)/(0.175m)6.46 \times 10^{-4} m^2)} \\ = 0.126m \quad (A2.19.)$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_g}{y} = \frac{(2600kPa) \left(\frac{(1m)(0.25m)^3}{12} \right)}{(0.25m) - (0.126m)} = 27.30kN.m/m \quad (A2.20.)$$

Como o momento de fendilhação é inferior ao momento aplicado, $M_{cr}=27.30kN.m/m < M_{cqp}=30.78kN.m/m$, a secção encontra-se fendilhada.

Figueiras (1997) sugeriu uma tabela na qual estão presentes os coeficientes C_c e C_s para o cálculo das tensões em secções rectangulares à flexão simples sem armadura de compressão. Com base nesta tabela determinaram-se os valores das tensões em secção fendilhada para um $\alpha=15$ e para $\rho=0.29\%$.

i) Verificação das tensões no betão para controlar a fendilhação longitudinal

Para a combinação característica o EC 2 propõe o limite da tensão de compressão do betão em:

$$\sigma_c \leq 0.6f_{ck} \quad (A2.21.)$$

Uma vez que a tabela acima mencionada foi obtida admitindo $\alpha=10$, é necessária uma correcção para atender ao facto de se ter admitido $\alpha=15$:

$$\rho = \rho \frac{\alpha}{10} = 0.29 \frac{15}{10} = 0.44 \Rightarrow C_c = 8.54 \quad (A2.22.)$$

$$\sigma_c = C_c \frac{M_{combrara}^-}{bd^2} = (8.54) \frac{(38.28kN.m/m)}{(1m)(0.22)^2} = 6754kPa = 6.8MPa \quad (A2.23.)$$

$$\sigma_c \leq 0.6(25MPa) = 15MPa \quad OK \quad (A2.24.)$$

ii) Verificação da tensão no betão para controlar a fluência.

Para a combinação quase permanente o limite sugerido pelo EC 2 é:

$$\sigma_c \leq 0.45f_{ck} \quad (A2.25.)$$

Admitindo um $\alpha=15$ e para $\rho=0.29\%$, recorrendo à tabela vem:

$$\sigma_c = C_c \frac{M}{bd^2} = (8.54) \frac{(30.78 kN.m/m)}{(1m)(0.22)^2} = 5431 kPa = 5.4 MPa \quad (A2.26.)$$

$$\sigma_c \leq 0.45(25 MPa) = 11.25 MPa \quad OK \quad (A2.27.)$$

iii) Verificação da tensão na armadura

Para a combinação característica o limite sugerido pelo EC2 é:

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} \quad (A2.28.)$$

$$\rho = \rho \frac{\alpha}{10} = 0.29 \frac{15}{10} = 0.44 \Rightarrow C_s = 248.5 \quad (A2.29.)$$

$$C_s = C_s \frac{\alpha}{10} = 248.5 \frac{15}{10} = 372.75 \quad (A2.30.)$$

$$\sigma_s = C_s \frac{M}{bd^2} = (372.75) \frac{(38.28 kN.m/m)}{(1m)(0.22)^2} = 294811 kPa = 294.8 MPa \quad (A2.31.)$$

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} = 0.8(500 MPa) = 400 MPa \quad OK \quad (A2.32.)$$

A2.1.5.3. Verificação da fendilhação

O EC 2 propõe o controlo da fendilhação sem cálculo directo, limitando a tensão na armadura de forma a não exceder a abertura de fendas que, para a classe de exposição XC1, é $w_k=0.4mm$. Assim, para determinar a tensão na armadura para a combinação quase permanente e aproveitando o que foi especificando anteriormente vem:

$$\sigma_s = C_s \frac{M}{bd^2} = (372.75) \frac{(30.78 kN.m/m)}{(1m)(0.22)^2} = 237051 kPa = 237 MPa \quad (A2.33.)$$

Para um diâmetro de varão de 12mm a tensão máxima na armadura para não exceder a abertura de fendas $w_k=0.4mm$ é de 320MPa, que é superior à tensão de 237MPa obtida anteriormente, cumprindo, assim, a abertura de fendas.

De forma a não ocorrer plastificação da armadura logo após a abertura da primeira fenda a laje deve ter uma armadura mínima que é dada por:

$$A_{s,min} = 0.4 A_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.4(1m)(0.20m) \frac{(2.6 MPa)}{(500 MPa)} = 4.16 \times 10^{-4} m^2 / m = 4.16 cm^2 / m \quad (A2.34.)$$

A2.1.6. ELU: VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO CORTE

Recorrendo ao EC2 a resistência ao corte fornecida pelo betão é dada por:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \\
 &= [(0.12)(1.95)(100 \times 0.0029 \times 25)^{1/3} + 0] (1m)(0.22m) = 0.0996 MN / m \\
 &= 99.6 kN / m
 \end{aligned} \tag{A2.35.}$$

Com um mínimo de

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.449 + 0)(1m)(0.22m) \\
 &= 0.0988 MN = 98.8 kN / m
 \end{aligned} \tag{A2.36.}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{(220mm)}} = 1.95 \leq 2 \tag{A2.37.}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6.46 \times 10^{-4} m^2 / m}{(1.0m)(0.220m)} = 0.0029 \leq 0.02 \tag{A2.38.}$$

A_{sl} é a área da armadura de tracção; $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ em MPa; N_{Ed} esforço normal devido ao pré-esforço, em N e A_c área da secção transversal de betão, em mm²; $k_1 = 0.15$; f_{ck} é em MPa

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{(1.5)} = 0.12 \tag{A2.39.}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.033 (1.95)^{3/2} (25 MPa)^{1/2} = 0.449 MPa \tag{A2.40.}$$

Como $V_{Rd,c} = 98.8 kN/m > V_{Sd} = 42.85 kN/m$ não há necessidade de armadura de corte.

A2.1.7. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A2.1.7.1 Armadura longitudinal mínima

$$\begin{aligned}
 A_{s,\min} &= 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = (0.26) \frac{(2.6 MPa)}{(500 MPa)} (1m)(0.22m) = \\
 &2.97 \times 10^{-4} m^2 / m = 2.97 cm^2 / m
 \end{aligned} \tag{A2.41.}$$

Com um mínimo de

$$A_{s,\min} = 0.0013 b_t d = 0.0013 (1m)(0.22m) = 2.86 \times 10^{-4} m^2 / m = 2.86 cm^2 / m \tag{8.42.}$$

A2.1.7.2. Comprimento de amarração de cálculo

i) Comprimento de amarração da armadura inferior

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \tag{A2.43.}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1 \frac{(1.8 MPa)}{1.5} = 1.2 MPa \tag{A2.44.}$$

α_{ct} é o coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à tracção e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada; γ_c é o coeficiente parcial de segurança do betão;

$$f_{bd} = 2.25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2.25(1)(1)(1.2MPa) = 2.7MPa \quad (A2.45.)$$

η_1 é o coeficiente relacionado com as condições de aderência e a posição do varão durante a betonagem e neste caso é 1 para boas condições de aderência; η_2 está relacionado com o diâmetro do varão e é 1 para diâmetros inferiores a 32mm; f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência à tracção do betão.

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right)\left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \frac{(12mm)(500MPa/1.15)}{4(2.7MPa)} = 483mm \quad (A2.46.)$$

$$l_{b,min} = \max\{0.3l_{b,rqd} = 0.3(483mm) = 145mm; 10\phi = 10(12mm) = 120mm; 100mm\} \\ = 145mm \quad (A2.47.)$$

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} = (1)(1)(1)(0.7)(1)(483mm) = 338mm \geq 145mm \quad (A2.48.)$$

Ao comprimento de amarração tem que se adicionar a translação do diagrama de momentos $al=d=0.22m$ por se tratar de um elemento sem armadura de esforço transversal.

ii) Comprimento de amarração da armadura superior

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right)\left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \frac{(8mm)(500MPa/1.15)}{4(2.7MPa)} = 322mm \quad (A2.49.)$$

$$l_{b,min} = \max\{0.3l_{b,rqd} = 0.3(322mm) = 97mm; 10\phi = 10(18mm) = 80mm; 100mm\} \\ = 100mm \quad (A2.50.)$$

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} = (1)(1)(1)(0.7)(1)(322mm) = 225mm \geq 100mm \quad (A2.51.)$$

A2.2. LAJE DE BETÃO ARMADO COM FRP

A2.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO: ESPESSURA.

De acordo com critério da deformação, recorrendo ao ACI (2006) a espessura da laje é dada por:

$$h = \frac{l}{13} = \frac{5m}{13} = 0.38m \quad (A2.52.)$$

Seja $h=400mm$ por razões construtivas. Assumindo varões de $\phi 13 mm$ para flexão da ASLAN resulta que $d=h-recobrimento-db/2=0.40-0.025-0.013/2=0.369m$.

A2.2.2. ACÇÕES: ESFORÇOS CONDICIONANTES

A2.2.2.1. Estado Limite Último (ELU)

Admitindo um peso próprio do betão armado com FRP de $24kN/m^3$ vem:

$$pp = 24h = 24kN/m^3(0.40m) = 9.6kN/m^2 \quad (A2.53.)$$

$$p_{sd} = 1.35G_k + 1.5Q_k = 1.35(9.6kN/m^2 + 2kN/m^2) + 1.5(4kN/m^2) \\ = 21.66kN/m^2 \quad (A2.54.)$$

i) Momento positivo a meio vão

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} l^2}{8} = \frac{(21.66 \text{ kN/m}^2)(5\text{m})^2}{8} = 67.69 \text{ kN.m/m} \quad (\text{A2.55.})$$

ii) Esforço transversal

$$V_u = \frac{p_{sd} l}{2} = \frac{(21.66 \text{ kN/m})(5\text{m})}{2} = 54.15 \text{ kN/m} \quad (\text{A2.56.})$$

A2.2.2.2. Estado Limite de Serviço (ELS)

i) Combinação quase permanente

$$p_{cqp} = (9.6 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2) + 0.4(4 \text{ kN/m}^2) = 13.20 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A2.57.})$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} l^2}{8} = \frac{13.20(5\text{m})^2}{8} = 41.25 \text{ kN.m/m} \quad (\text{A2.58.})$$

A2.2.3. MATERIAIS: PROPRIEDADES DE CÁLCULO

Para um ambiente interior o factor de redução ambiental C_E para o GFRP é 0.8.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.8 \times 690 \text{ MPa} = 552 \text{ MPa} \quad (\text{A2.59.})$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* = 0.8 \times 0.015 \text{ MPa} = 0.012 \quad (\text{A2.60.})$$

A2.2.4. ELU: CÁLCULO DA ARMADURA

Para encontrar o rácio de armadura resistente à flexão é necessário um processo iterativo. O factor β_1 é um factor que toma o valor de 0.85 para uma resistência à compressão do betão igual ou acima dos 28MPa, sendo reduzido de 0.05 por cada 7MPa não assumindo valores inferiores a 0.65 Neste caso $\beta_1 = 0.85 - 3 \times 0.05 / 7 = 0.83$. Assumindo uma quantidade inicial de armadura de $7\phi 13$, o rácio de armadura equilibrado é dado por:

$$\rho_{fb} = 0.85 \frac{f_c'}{f_{fu}} \beta_1 \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (\text{A2.61.})$$

$$= 0.85 \frac{25 \text{ MPa}}{552 \text{ MPa}} 0.83 \frac{40800 \times 0.003}{40800 \times 0.003 + 552 \text{ MPa}} = 0.0058$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} = \frac{7(126.7 \text{ mm}^2)}{(1000 \text{ mm})(369 \text{ mm})} = 0.0024 \quad (\text{A2.62.})$$

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.012} \right) (0.369 \text{ m}) = 0.074 \quad (\text{A2.63.})$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) = (7 \times 126.7 \times 10^{-6} \text{ mm}^2) (552 \text{ MPa}) \\
 &\times \left((0.369 \text{ m}) - \frac{(0.83)(0.074)}{2} \right) = 0.1656 \text{ MN.m} = 165.6 \text{ kN.m / m}
 \end{aligned} \tag{A2.64.}$$

O factor de redução da resistência é dado por:

$$\phi = 0.55 \quad \text{para} \quad \rho_f < \rho_{fb} \tag{A2.65.}$$

$$\phi M_n = 0.55(165.6 \text{ kN.m / m}) = 91.08 \geq M_u = 67.69 \text{ kN.m / m} \quad \text{OK} \tag{A2.66.}$$

Uma vez que o ACI não esclarece a armadura mínima de distribuição a usar foi adoptada a armadura sugerida pelo EC2:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 20\% A_s^+ = 0.20(7 \times 126.7 \text{ mm}^2 / \text{m}) = 177.38 \text{ mm}^2 / \text{m} \\
 &\Rightarrow \phi 10 // 0.40 \text{ m} (A_s = 178 \text{ mm}^2 / \text{m})
 \end{aligned} \tag{A2.67.}$$

O espaçamento da armadura de distribuição não deve ser superior a $3.5h = 3.5(250 \text{ mm}) = 875 \text{ mm}$ ou 450 mm .

A2.2.5. ELS

A2.2.5.1. Verificação da deformação

Segundo o EC 2 esta verificação é realizada para a combinação quase permanente.

Cálculo do momento de inércia da secção não fendilhada.

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1000 \text{ mm})(400 \text{ mm})^3}{12} = 53.33 \times 10^8 \text{ mm}^4 = 0.005333 \text{ m}^4 \tag{A2.68.}$$

Cálculo das propriedades da secção fendilhada e momento de fendilhação incluindo resistência à tracção.

$$f_r = 0.62 \sqrt{f_c'} = 0.62 \sqrt{(25 \text{ MPa})} = 3.1 \text{ MPa} \tag{A2.69.}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2(3100 \text{ KPa})(0.005333 \text{ m}^4)}{0.40 \text{ m}} = 82.66 \text{ kN.m / m} \tag{A2.70.}$$

Como o momento de fendilhação é superior ao momento de aplicado na combinação quase permanente, $M_{cr} > M_{cqp}$, a secção não se encontra fendilhada por isso recorre-se ao momento de inércia da secção não fendilhada sendo que, neste caso, não se usou a inércia homogeneizada.

Determinação da deformação devido às cargas permanentes e sobrecargas.

$$\begin{aligned}
 (\Delta_i)_{DL+LL} &= \frac{5 M_{cqp} l^2}{48 E_c (I_e)_{DL+LL}} = \frac{5(41.25 \times 10^6 \text{ N.mm})(5000 \text{ mm})^2}{48(4750 \sqrt{25 \text{ MPa}})(53.33 \times 10^8 \text{ mm}^4)} = 0.8 \text{ mm} \\
 &\tag{A2.71.}
 \end{aligned}$$

Determinação da deformação devido ao contributo separado das cargas permanentes e sobrecargas.

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{w_{DL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{11.6kN/m^2}{11.6kN/m^2 + 4kN/m^2} (0.8mm) = 0.6mm \quad (A2.72.)$$

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{w_{LL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{4kN/m^2}{11.6kN/m^2 + 4kN/m^2} (0.8mm) = 0.2mm \quad (A2.73.)$$

Cálculo do multiplicador para a deformação dependente do tempo usando $\xi=2.0$ (recomendado pelo ACI para a duração de mais de 5anos).

$$\lambda = 0.60\xi = 0.60(2.0) = 1.2 \quad (A2.74.)$$

Cálculo da deformação a longo prazo, onde a deformação inicial se deve às sobrecargas e a deformação ao longo do tempo se deve às cargas prolongadas que, neste caso, se considerou serem 20% destas últimas.

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta_i)_{LL} + \lambda[(\Delta_i)_{DL} + 0.20(\Delta_i)_{LL}] \\ &= 0.2mm + 1.2[(0.6mm) + 0.20(0.2mm)] = 1.0mm \end{aligned} \quad (A2.75.)$$

Comparação da deformação calculada com os limites de deformação:

$$\Delta_{LT} = 1.0mm \leq \frac{l}{240} = \frac{5000}{240} = 20.8mm \quad OK \quad (A2.76.)$$

A2.2.5.2. Verificação das tensões

Determinação do momento devido a todas as cargas prolongadas para a combinação quase permanente.

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{w_{DL} + 0.20w_{LL}}{w_{DL} + w_{LL}} M_{DL+LL} = \\ &= \frac{11.6kN/m + 0.20 \times 4kN/m}{11.6kN/m + 4kN/m} 41.25kN.m = 32.79kN.m/m \end{aligned} \quad (A2.77.)$$

Determinação do nível de tensão prolongada nos varões de GFRP.

$$f_{f,s} = \frac{M_s}{A_f d (1 - k/3)} = \frac{32.79 \times 10^6 N.mm}{(7 \times 126.7mm^2)(369mm)(1 - 0.087/3)} = 103.2MPa \quad (A2.78.)$$

Comparação com os limites fornecidos no Quadro 3.13.

$$f_{f,s} = 103.2MPa \leq 0.20f_{fu} = 0.20(552MPa) = 110.40MPa \quad OK \quad (A2.79.)$$

A2.2.5.2. Verificação da fendilhação

Determinação do nível de tensão nos varões sob a acção do momento da combinação quase permanente.

$$n_f = \frac{E_f}{Ec} = \frac{E_f}{4750\sqrt{f'_c}} = \frac{(40800MPa)}{4750\sqrt{25MPa}} = 1.72 \quad (A2.80.)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (A2.81.)$$

$$= \sqrt{2(0.0024)(1.72) + [(0.0024)(1.72)]^2} - (0.0024)(1.72) = 0.087$$

$$f_f = \frac{M_{cqp}}{A_f d (1 - k/3)} = \frac{41.25 \text{ kN.m/m}}{(7 \times 126.7 \times 10^{-6} \text{ m}^2)(0.369 \text{ m})(1 - 0.087/3)} \quad (A2.82.)$$

$$= 129808 \text{ kPa} = 129.8 \text{ MPa}$$

Determinar o gradiente de extensão usado para transformar o nível de extensão da armadura para perto da superfície da viga onde a fendilhação é esperada.

$$\beta = \frac{h - kd}{d(1 - k)} = \frac{(400 \text{ mm}) - (0.087)(369 \text{ mm})}{(369 \text{ mm})(1 - 0.087)} = 1.092 \quad (A2.83.)$$

Cálculo da distância entre a fibra extrema do betão e o centro de gravidade da armadura.

$$d_c = h - d = (400 \text{ mm}) - (369 \text{ mm}) = 31 \text{ mm} \quad (A2.84.)$$

Cálculo do espaçamento entre varões.

$$s = (b - n_{\text{varões}} \phi_{\text{varão}}) / (n_{\text{varões}} - 1) = (1000 \text{ mm} - 7(13 \text{ mm})) / (7 - 1) \quad (A2.85.)$$

$$= 152 \text{ mm}$$

Comparação da abertura de fendas dada pela seguinte equação com os limites especificados no Quadro 3.8. Usando o valor recomendado de $k_b = 1.4$ para varões de FRP deformados vem:

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} = 2 \frac{(129.808 \text{ MPa})}{(40800 \text{ MPa})} (1.092)(0.83)(1.4) \times \quad (A2.86.)$$

$$\sqrt{(31 \text{ mm})^2 + \left(\frac{152 \text{ mm}}{2}\right)^2} = 0.66 \text{ mm} < 0.7 \text{ mm} \quad OK$$

A2.2.6. ELU: VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO CORTE

Determinação da contribuição do betão na resistência ao corte.

$$c = kd = 0.087(369 \text{ mm}) = 32.10 \text{ mm} \quad (A2.87.)$$

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w c = \frac{2}{5} \sqrt{25 \text{ MPa}} (1000 \text{ mm})(32.10 \text{ mm}) \quad (A2.88.)$$

$$= 64200 \text{ N/m} = 64.200 \text{ kN/m}$$

Como $V_c = 64.20 \text{ kN/m} > V_u = 54.15 \text{ kN/m}$ não é necessária armadura de esforço transversal.

A2.1.7. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A2.2.7.1. Armadura longitudinal mínima

$$A_{f,\min} = 0.41 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.30}{f_{fu}} b_w d \Rightarrow$$

$$0.41 \frac{\sqrt{(25MPa)}}{(552MPa)} (1000mm)(369mm) \geq \frac{2.30}{(552MPa)} (1000mm)(369mm)$$

$$\Rightarrow 1370mm^2 \geq 1538mm^2$$

(A2.89.)

Por conseguinte são necessários 13 varões de 13mm por metro, implicando uma armadura de distribuição de 5 varões de 10mm por metro.

A2.2.7.2. Comprimento de amarração de cálculo

$$Encontrar \quad C = \min\left(25mm + \frac{13mm}{2}; \frac{152mm}{2}\right) = 31.5mm \quad (A2.90.)$$

$$f_{fe} = \frac{0.083\sqrt{f'_c}}{\alpha} \left(13.6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \frac{l_e}{d_b} + 340\right) =$$

$$\frac{0.083\sqrt{25MPa}}{1} \left(13.6 \frac{(5000mm/2)}{13mm} + \frac{25mm}{13mm} \frac{(5000mm/2)}{13mm} + 340\right) \quad (A2.91.)$$

$$= 1380MPa \leq f_{fu} = 552MPa$$

O comprimento de amarração necessário é dado por:

$$l_d = \frac{\alpha \frac{f_{fr}}{0.083\sqrt{f'_c}} - 340}{13.6 + \frac{C}{d_b}} d_b =$$

$$\frac{1 \frac{552MPa}{0.083\sqrt{25MPa}} - 340}{13.6 + \frac{31.5mm}{13mm}} 13mm = 803mm \quad (A2.92.)$$

Verificação do comprimento da armadura de momento positivo no fim do apoio:

$$l_d = 803mm \leq 1.3 \frac{\phi M_n}{V_u} + l_a = 1.3 \frac{99330kN.mm}{54.15kN} + 0 = 2385mm \quad OK$$

(A2.93.)

Admitindo um apoio de 500mm e que o comprimento de amarração apenas é dado a partir do centro do apoio, é necessário dobrar o varão. No entanto, como não é possível dobrar os varões de FRP em obra, este tem que vir sobre a forma de ganchos de fábrica. Por isso, é necessário calcular o comprimento de um varão dobrado, l_{bhf} , bem como o comprimento de sobreposição.

$$l_{bhf} = \frac{f_{fu}}{3.1} \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{552(MPa)}{3.1} \frac{(13mm)}{\sqrt{25MPa}} \quad (A2.94.)$$

$$= 463mm \quad \text{para} \quad 520MPa < f_{fu} < 1040MPa$$

Este valor não deve ser inferior a $12d_b=12(13mm)=156mm$ ou $230mm$ bem como a extremidade do gancho não deve ter um comprimento inferior a $12d_b=12(13mm)=156mm$. O comprimento de sobreposição deve ser $1.3l_d=1.3(803mm)=1044mm$

A2.3. VIGA DE BETÃO ARMADO COM AÇO

A viga está sujeita a uma carga permanente de $G_k=20.63kN/m$ (2.5m correspondente à largura de influência da laje multiplicada pela carga permanente e peso próprio a que a laje está sujeita, $2kN/m^2$ e $6.25kN/m^2$ respectivamente) e uma sobrecarga de $Q_k=10kN/m$ (2.5m correspondente à largura de influência da laje multiplicada por $4kN/m^2$ correspondente à carga variável).

A2.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO: ESPESSURA.

De acordo com critério da deformação, recorrendo ao EC 2 a espessura da viga é dada por:

$$\frac{l}{d} \leq K_{\sigma_1} K_T K_l \lambda_0 \quad (A2.95.)$$

Em que $K_T=1$ porque a secção não é em T, $K_l=1$ porque o vão é inferior a 7m, e admitindo $K_{\sigma_1} = 310/\sigma_s$ é 1.3. Para um betão fortemente solicitado vem $\rho=1.5\%$ e para um vão extremo de uma viga contínua vem $\lambda_0=18$.

$$d \geq \frac{l}{K_{\sigma_1} K_T K_l \lambda_0} = \frac{(4m)}{(1.3)(1)(1)(18)} = 0.17m \quad (A2.96.)$$

Admitindo um peso próprio de $2kN/m$ vem:

$$p_{sd} = 1.35G_k + 1.5Q_k = 1.35(20.63kN/m + 2kN/m) + 1.5(10kN/m) \quad (A2.97.)$$

$$= 45.55kN/m$$

$$M_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{8} = \frac{(45.55kN/m^2)(4m)^2}{8} = 91.10kN.m \quad (A2.98.)$$

Verificação do $\mu_{económico}$ que deve ser cerca de 0.25 para vigas correntes e como não se sabe a dimensão admite-se $b=0.4h$ e $d=0.9h$. Recorrendo às tabelas de flexão simples vem:

$$\mu = \frac{Mrd}{bd^2 fcd} \Rightarrow 0.25 = \frac{(91.10kN.m/m)}{(0.4h)(0.9h)^2 (25000/1.5)} \Rightarrow h \geq 0.41m \quad (A2.99.)$$

Para um $h=0.45m$ vem um $b=0.4h=0.18m$. Seja $b=0.20m$.

A2.3.2. ACÇÕES: ESFORÇOS CONDICIONANTES

A2.3.2.1. Estado Limite Último (ELU)

Admitindo um peso volúmico do betão armado com aço de 25kN/m^3 vem:

$$pp = 25hb = 25\text{kN/m}^3(0.45\text{m})(0.20\text{m}) = 2.25\text{kN/m} \quad (\text{A2.100.})$$

$$p_{sd} = 1.35(20.63\text{kN/m} + 2.25\text{kN/m}) + 1.5(10\text{kN/m}) = 45.89\text{kN/m} \quad (\text{A2.101.})$$

i) *Momento negativo*

$$M_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{8} = \frac{(45.89\text{kN/m}^2)(4\text{m})^2}{8} = 91.78\text{kN.m} \quad (\text{A2.102.})$$

Com o intuito de fazer uma redistribuição de esforços é necessária uma análise elástica linear com redistribuição limitada proposta pelo EC 2:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad (\text{A2.103.})$$

$k_1=0.44$, $k_2=1.25(0.6+0.0014/\varepsilon_{cu2})$ com $\varepsilon_{cu2}=3.5/1000$ logo $k_2=1.25$ para este betão; x_u é a profundidade do eixo neutro em Estado Limite Último após redistribuição; d é a altura útil da secção. Recorreu-se às tabelas de flexão simples para secções rectangulares simplesmente armadas para S500 de forma a saber a profundidade do eixo neutro x_u (Figueiras *et. al*, 2007). Para uma primeira iteração foi admitido $\delta=0.7$ o que resulta num momento redistribuído de $M_{redistribuido} = \delta M$

$$\mu = \frac{M_{redistribuido}}{bd^2 fcd} = \frac{0.7(91.78\text{kN.m})}{(0.20\text{m})(0.9 \times 0.45\text{m})^2 (25000/1.5)} = 0.118 \quad (\text{A2.104.})$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{x}{d} = 0.156$$

$$\delta \geq 0.44 + 1.25(0.156) = 0.64 \quad (\text{A2.105.})$$

Como $\delta \geq 0.7$ vem $\delta=0.7$, logo o momento negativo redistribuído é $M_{redistribuido} = 0.7 M^- = 64.15\text{kN.m}$.

ii) *Momento positivo*

O momento positivo passa a ser agora $M^+ = 62.44\text{kN.m}$ obtido a partir do equilíbrio de forças.

$$M_{sd}(z = 1.65\text{m}) = R_1 z - \frac{p_{sd} z^2}{2} = 75.70z - \frac{45.89z^2}{2} = 62.44\text{kN.m} \quad (\text{A2.106.})$$

ii) *Esforço transversal no apoio intermédio*

$$V_{sd} = R_1 - p_{sd}l = 75.70\text{kN} - 45.89\text{kN/m}(4\text{m}) = 107.86\text{kN} \quad (\text{A2.107.})$$

A2.3.2.2. Estado Limite de Serviço (ELS)

i) *Combinação quase permanente*

$$p_{cqp} = (20.63\text{kN/m} + 2.25\text{kN/m}) + 0.4(10\text{kN/m}) = 26.88\text{kN/m} \quad (\text{A2.108.})$$

$$M_{cqp}^- = \frac{(26.88\text{kN/m})(4\text{m})^2}{8} = 53.76\text{kN.m} \quad (\text{A2.109.})$$

ii) Combinação característica

$$p_{comb\ caract} = (20.63kN / m + 2.25kN / m) + (10kN / m) = 32.88kN / m \quad (A2.110.)$$

$$M_{comb\ caract}^- = \frac{p_{comb\ caract} \cdot l^2}{8} = \frac{(32.88kN / m^2)(4m)^2}{8} = 65.76kN.m \quad (A2.111.)$$

A2.3.3. MATERIAIS: PROPRIEDADES DE CÁLCULO

Foram assumidos os requisitos expostos nas disposições regulamentares do EC 2 (2004).

A2.3.4. ELU: CÁLCULO DA ARMADURA

A2.3.4.1. Determinação da armadura de momento negativo

A determinação da armadura é realizada com base nas “Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com Eurocódigo 2” (Figueiras *et. al*, 2007). Assim, para tabelas de flexão simples de secções rectangulares simplesmente armadas sob a acção de um momento negativo de $M_{máx}=64.15kN.m$ vem:

$$\mu = \frac{Mrd}{bd^2 fcd} = \frac{(64.15kN.m)}{(0.20m)(0.9 \times 0.45m)^2 (25000/1.5)} = 0.117 \Rightarrow \bar{w} = 0.125 \quad (A2.112.)$$

$$A_s = \frac{bdf_{cd} \bar{w}}{f_{yd}} = \frac{(0.20m)(0.9 \times 0.45m)(25MPa/1.5)(0.125)}{(500MPa/1.15)} = 3.88 \times 10^{-4} m^2 \quad (A2.113.)$$

$$\Rightarrow 2\phi 16 (A_s = 4.02cm^2)$$

A2.3.4.2. Determinação da armadura de momento positivo

Recorrendo às tabelas acima referidas, para um momento positivo de $M_{máx}=62.44 kN.m$ vem:

$$\mu = \frac{Mrd}{bd^2 fcd} = \frac{(62.44kN.m)}{(0.20m)(0.9 \times 0.45m)^2 (25000/1.5)} = 0.114 \Rightarrow \bar{w} = 0.122 \quad (A2.114.)$$

$$A_s = \frac{bdf_{cd} \bar{w}}{f_{yd}} = \frac{(0.20m)(0.9 \times 0.45m)(25MPa/1.5)(0.122)}{(500MPa/1.15)} = 3.78 \times 10^{-4} m^2 \quad (A2.115.)$$

$$\Rightarrow 2\phi 16 (A_s = 4.02cm^2)$$

Uma vez que esta armadura não cumpria a limitação das tensões estabelecida em ELS aumentou-se a armadura de aço para $3\phi 16mm$ ($A_s=6.03cm^2$).

O espaçamento da armadura principal não deve ser inferior ao maior dos seguintes valores: $k_1\phi=1(16mm)=16mm$; (d_g+k_2) em que d_g é a dimensão máxima do agregado e $k_2=5mm$; ou $20mm$. Como não está especificada a dimensão máxima do agregado admite-se $20mm$. O espaçamento entre varões admitindo estribos $\phi 8mm$ é: $20cm-2(2.5cm)-2(0.8cm)=12.6cm>2cm$, logo está verificada a condição.

Nas vigas que constituem uma construção monolítica com os seus apoios, mesmo sendo apoios simples, a secção de apoio deve ser dimensionada para resistir a um momento flector pelo menos igual a $\beta_I=0.15$ do momento flector máximo a meio vão.

$$\mu = \frac{0.15 M_{rd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{0.15 (62.44 kN.m)}{(0.20m)(0.9 \times 0.45m)^2 (25000/1.5)} = 0.017 \Rightarrow \bar{w} = 0.017 \quad (A2.116.)$$

$$A_s = \frac{b d f_{cd} \bar{w}}{f_{yd}} = \frac{(0.20m)(0.9 \times 0.45m)(25MPa/1.5)(0.017)}{(500MPa/1.15)} = 5.28 \times 10^{-5} m^2 \quad (A2.117.)$$

$$\Rightarrow 2\phi 16 (A_s = 4.02 cm^2)$$

A2.3.5. ELS

A2.3.5.1. Verificação da deformação

Recorrendo ao EC 2 e para a combinação quase permanente vem:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\left(\frac{\rho'}{\rho_0} \right)} \right] \quad se \quad \rho > \rho_0$$

$$\frac{(4m)}{(0.409m)} = 1.3 \left[11 + 1.5 \sqrt{25} \frac{0.005}{0.0074 - 0.0049} + \frac{1}{12} \sqrt{25} \sqrt{\left(\frac{0.0049}{0.005} \right)} \right] \Rightarrow \quad (A2.118.)$$

$$9.8 < 34.3 \quad OK$$

l/d é o valor limite da relação vão/altura; K é o coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais tomando, neste caso, o valor de 1.3 por se tratar de um vão extremo; ρ_0 é a taxa de armadura de referência, com f_{ck} em MPa

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} 10^{-3} = \sqrt{25} \times 10^{-3} = 0.005 \quad (A2.120.)$$

Como se usaram 3 ϕ 16 a taxa de armadura de tracção a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo é de $\rho = A_s/bd = 6.03 \times 10^{-4} / (0.20 \times 0.409) = 0.0074$; considerando o prolongamento de 2 ϕ 16 da armadura do apoio intermédio até ao apoio extremo, a taxa de armadura de compressão a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo é $\rho' = 4.02 \times 10^{-4} / (0.20 \times 0.409) = 0.0049$

Foi admitido inicialmente que $310/\sigma_s = 1.3$, ou seja, o nível de tensão no aço é cerca de 30% inferior a 310MPa (valor para o qual foi obtida a expressão). Como se verá adiante a tensão no aço é cerca de 248MPa o que implica que a tensão no aço é cerca de 25% inferior a 310MPa, logo a expressão acima deve ser multiplicada por 1.25 implicando uma maior segurança na verificação à deformação.

A2.3.5.2. Verificação das tensões

Seguindo o mesmo procedimento descrito em 8.1.6 vem:

$$y_G = \frac{A_c y_1 + A_s y_2}{A_c + A_s} = \frac{(0.20m)(0.45m)(0.225m) + (4.02 \times 10^{-4} m^2)(0.409m)}{(0.20m)(0.45m) + (4.02 \times 10^{-4} m^2)} \quad (A2.121.)$$

$$= 0.226m$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I}{y} = \frac{(2600kPa) \left(\frac{(0.20m)(0.45m)^3}{12} \right)}{(0.45m) - (0.226m)} = 17.63kN.m \quad (A2.122.)$$

Como o momento de fendilhação é inferior ao momento aplicado, $M_{cr} = 17.63kN.m < M_{cqp} = 26.88kN.m$, a secção encontra-se fendilhada.

i) Verificação das tensões no betão para controlar a fendilhação longitudinal

Para a combinação característica o EC 2 propõe o seguinte limite da tensão de compressão do betão:

$$\sigma_c \leq 0.6f_{ck} \quad (A2.123.)$$

$$\rho = \rho \frac{\alpha}{10} = 0.74 \frac{15}{10} = 1.11 \Rightarrow C_c = 6.12 \quad (A2.124.)$$

$$\sigma_c = C_c \frac{M}{bd^2} = (6.12) \frac{(65.76kN.m/m)}{(0.20m)(0.409m)^2} = 12019kPa = 12MPa \quad (A2.125.)$$

$$\sigma_c \leq 0.6(25MPa) = 15MPa \quad OK \quad (A2.126.)$$

ii) Verificação da tensão no betão para controlar a fluência.

Para a combinação quase permanente o limite sugerido pelo EC 2 é:

$$\sigma_c \leq 0.45f_{ck} \quad (A2.127.)$$

Uma vez que a secção se encontra fendilhada, recorrendo às tabelas atrás mencionadas, a tensão no betão é dada por:

$$\sigma_c = C_c \frac{M}{bd^2} = (6.12) \frac{(53.76kN.m)}{(0.20m)(0.354m)^2} = 9834kPa = 9.8MPa \quad (A2.128.)$$

$$\sigma_c \leq 0.45(25MPa) = 11.25MPa \quad OK \quad (A2.129.)$$

iii) Verificação da tensão na armadura

Para a combinação característica o limite sugerido pelo EC 2 é:

$$\sigma_s \leq 0.8f_{yk} \quad (A2.130.)$$

Uma vez que a secção se encontra fendilhada, recorrendo às tabelas atrás mencionadas, a tensão no aço é dada por:

$$\rho = \rho \frac{\alpha}{10} = 0.74 \frac{15}{10} = 1.11 \Rightarrow C_s = 102.9 \Rightarrow C_s = 102.9 \frac{15}{10} = 154.35 \quad (\text{A2.131.})$$

$$\sigma_s = C_s \frac{M}{bd^2} = (154.35) \frac{(65.76 \text{ kN.m})}{(0.20 \text{ m})(0.409 \text{ m})^2} = 303383 \text{ kPa} = 303 \text{ MPa} \quad (\text{A2.132.})$$

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} = 0.8(500 \text{ MPa}) = 400 \text{ MPa} \quad OK \quad (\text{A2.133.})$$

A2.3.5.3. Verificação da fendilhação

O EC 2 propõe o controlo da fendilhação sem cálculo directo limitando a tensão na armadura de forma a não exceder a abertura de fendas, que neste caso é $w_k=0.4 \text{ mm}$. Assim, para determinar a tensão na armadura para a combinação quase permanente e aproveitando o que foi especificando anteriormente vem:

$$\sigma_s = C_s \frac{M}{bd^2} = (154.35) \frac{(53.76 \text{ kN.m/m})}{(0.20 \text{ m})(0.409 \text{ m})^2} = 248021 \text{ kPa} = 248 \text{ MPa} \quad (\text{A2.134.})$$

De acordo com o EC2 para um diâmetro de varão de 16 mm a tensão máxima na armadura para não exceder a abertura de fendas $w_k=0.4 \text{ mm}$ é de 280 MPa . Como a tensão aplicada é de 248 MPa , não é excedida a abertura de fendas.

De forma a não ocorrer plastificação da armadura logo após a abertura da primeira fenda, a viga deve ter uma armadura mínima que é dada por:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0.4 A_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.4(0.20 \text{ m})(0.45 \text{ m}) \frac{(2.6 \text{ MPa})}{(500 \text{ MPa})} \\ &= 1.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.87 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (\text{A2.135.})$$

A2.3.6. ELU: VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO CORTE

Recorrendo ao EC 2 a resistência ao corte fornecida pelo betão é dada por:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \\ &= [(0.12)(1.70)(100 \times 0.0074 \times 25)^{1/3} + 0] (0.20 \text{ m})(0.9 \times 0.45 \text{ m}) \\ &= 0.044 \text{ MN} = 44 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{A2.136.})$$

Com um mínimo de

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \\ &= (0.39 + 0)(0.20 \text{ m})(0.9 \times 0.45 \text{ m}) = 0.032 \text{ MN} = 32 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{A2.137.})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{(0.9 \times 450 \text{ mm})}} = 1.70 \leq 2 \Rightarrow k = 1.70 \quad (\text{A2.138.})$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6.03 \times 10^{-4} \text{ m}^2}{(0.20 \text{ m})(0.9 \times 0.45 \text{ m})} = 0.0074 \leq 0.02 \quad (\text{A2.139.})$$

A_{st} é a área da armadura de tracção; $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$, em MPa; N_{Ed} esforço normal devido ao pré-esforço, em N e A_c área da secção transversal de betão, em mm²; $k_I = 0.15$; f_{ck} é em MPa

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{(1.5)} = 0.12 \quad (\text{A2.140.})$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.035(1.70)^{3/2}25^{1/2} = 0.39 \quad (\text{A2.141.})$$

Como $V_{Rd,c} = 44kN < V_{sd} = 107.86kN$ é necessária armadura de esforço transversal.

A2.3.6.1. Armadura transversal mínima

$$\rho_{w,\min} = (0.08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} = (0.08\sqrt{25})/500 = 8 \times 10^{-4} \quad (\text{A2.142.})$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} b_w \sin \alpha = (8 \times 10^{-4})(0.20m) \sin(90) = 1.4 \times 10^{-4} m^2 / m \quad (\text{A2.143.})$$

\Rightarrow usando 2 ramos $\phi 8$ vem $\phi 8(2r) // 0.70$

Em que ρ_w é a taxa de armadura de esforço transversal; A_{sw} é a área das armaduras de esforço transversal; s é o espaçamento das armaduras de esforço transversal; b_w é a largura da alma do elemento; α é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal.

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} z f_{ywd} \cot \theta = (1.4 \times 10^{-4} m^2 / m) \times (0.9 \times 0.9 \times 0.45m) \left(\frac{500000MPa}{1.15}\right) (2.5) = 55.47kN \quad (\text{A2.144.})$$

Seguidamente determina-se a partir de que distância do apoio é que se pode usar os estribos mínimos:

$$V_{sd}(z) = 75.70 - 45.89z \Leftrightarrow (55.47kN) = 75.70 - 45.89z \Leftrightarrow z = 0.44m \quad (\text{A2.145.})$$

$$V_{sd}(z) = 75.70 - 45.89z \Leftrightarrow (-55.47kN) = 75.70 - 45.89z \Leftrightarrow z = 2.86m \quad (\text{A2.146.})$$

Pode-se usar estribos mínimos a partir de 0.40m desde o apoio extremo até 2.80m.

A2.3.6.2. Armadura transversal

Uma vez que a viga está sujeita a uma acção uniformemente distribuída a verificação do esforço transversal pode ser feita a uma distância $d = 45cm - 2.5cm - 0.8cm - 1.6cm/2 = 40.9cm$ do apoio:

$$V_{sd}(z = 0.409m) = 75.70 - 45.89z = 56.94kN \quad (\text{A2.147.})$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{56.94kN}{(0.9 \times 0.409m)(500000kPa/1.15)(2.5)} = 1.42 \times 10^{-4} m^2 / m$$

usando 2 ramos $\phi 8$ vem $\phi 8(2r) // 0.30$
(A2.148.)

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal é dado por:

$$\begin{aligned} s_{l,máx} &= 0.75d(1 + \cot \alpha) = 0.75(0.409m)(1 + 0) = 0.31m \\ &\Rightarrow \phi 8(2r) // 0.30 \end{aligned} \quad (A2.149.)$$

A2.3.6.3. Armadura transversal junto do apoio intermédio

Uma vez que a viga está sujeita a uma acção uniformemente distribuída a verificação do esforço transversal pode ser feita a uma distância $d = 45cm - 2.5cm - 0.8cm - 1.6cm/2 = 40.9cm$ do apoio:

$$V_{sd}(z = 0.409m) = 107.86 - 45.89z = 89.10kN \quad (A2.150.)$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{89.10kN}{(0.9 \times 0.409m)(500000kPa/1.15)(2.5)} \\ &= 2.22 \times 10^{-4} m^2 / m \\ &\text{usando } 2\text{ramos } \phi 8 \text{ vem } \phi 8(2r) // 0.30 \end{aligned} \quad (A2.151.)$$

A2.3.6.4. Verificação do esmagamento das escoras

$$\begin{aligned} V_{Rd,máx} &= \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = \\ &(1)(0.20m)(0.9 \times 0.409m)(0.54)(25MPa/1.5) / \left(\left(2.5 + \frac{1}{2.5} \right) \right) \\ &= 0.201MN = 201kN \end{aligned} \quad (A2.152.)$$

α_{cw} é 1 para estruturas não pré-esforçadas;

Em que v é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{(25MPa)}{250} \right] = 0.54 \quad (A2.153.)$$

A soma do valor de cálculo do esforço transversal V_{sd} com a contribuição do betão $V_{Rd,c}$ não deve ser superior a $V_{Rd,máx}$ ou seja: $107.86kN + 44kN = 151.86kN < V_{Rd,max} = 201kN$ logo não se verifica o esmagamento das escoras.

A2.3.7. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A2.3.7.1 Armadura longitudinal mínima

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_i d = (0.26) \frac{(2.6MPa)}{(500MPa)} (0.20m)(0.409m) \\ &= 1.11 \times 10^{-4} m^2 = 1.11cm^2 \end{aligned} \quad (A2.154.)$$

Com um mínimo de

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 0.0013 b_i d = 0.0013 (0.20m)(0.409m) = 1.06 \times 10^{-4} m^2 \\ &= 1.06cm^2 \end{aligned} \quad (A2.155.)$$

A2.3.7.2. Comprimento de amarração de cálculo

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (A2.156.)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1 \frac{(1.8MPa)}{1.5} = 1.2MPa \quad (A2.157.)$$

α_{ct} é o coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à tracção e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada; γ_c é o coeficiente parcial de segurança do betão;

$$f_{bd} = 2.25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2.25(1)(1)(1.2MPa) = 2.7MPa \quad (A2.158.)$$

η_1 é o coeficiente relacionado com as condições de aderência e a posição do varão durante a betonagem sendo, neste caso, é 1 para boas condições de aderência; η_2 está relacionado com o diâmetro do varão e toma o valor de 1 para diâmetros inferiores a 32mm.

f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência à tracção do betão.

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4} \right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) = \frac{(16mm)}{4} \frac{(500MPa/1.15)}{(2.7MPa)} = 644mm \quad (A2.159.)$$

$$l_{b,min} = \max\{0.3l_{b,rqd} = 0.3(644mm) = 193mm; 10\phi = 10(16mm) = 160mm; 100mm\} \\ = 193mm \quad (A2.160.)$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = (1)(1)(1)(0.7)(1)(644mm) = 451mm \geq 193mm \quad (A2.161.)$$

Ao comprimento de amarração deve adicionar-se *al*:

$$a_l = z(\cot\theta + \cot\alpha)/2 = (0.9 \times 40.9mm)(2.5 + 0)/2 = 46mm \quad (A2.162.)$$

Em que $d=40.9mm$, $z=0.9d$, $\cot\theta=2.5$ (admitido para o dimensionamento ao corte) e $\alpha=90^\circ$ referente ao ângulo do estribo com o eixo da viga.

Seguidamente, determina-se a partir de que distância do apoio se pode dar o comprimento de amarração:

$$M^+(z) = 0 \Leftrightarrow 0 = R_1 z - \frac{P_{sd} z^2}{2} = 75.70z - \frac{45.89z^2}{2} \Rightarrow z = 3.30m \quad (A2.163.)$$

A2.4. VIGA DE BETÃO ARMADO COM FRP

A viga está sujeita a uma carga permanente de $G_k=29kN/m$ (2.5m correspondente à largura de influência da laje multiplicada pela carga permanente e peso próprio a que a laje está sujeita, $2kN/m^2$ e $9.6kN/m^2$ respectivamente) e uma sobrecarga de $Q_k=10kN/m$ (2.5m correspondente à largura de influência da laje multiplicada por $4kN/m^2$ correspondente à carga variável).

A2.1.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO: ESPESSURA.

De acordo com critério da deformação, recorrendo ao ACI (2006) a espessura da viga é dada por:

$$h = \frac{l}{12} = \frac{4m}{12} = 0.33m \quad (A2.164.)$$

Seja $h=450\text{mm}$ e $b=250\text{mm}$.

A2.1.4. ACÇÕES: ESFORÇOS CONDICIONANTES

A2.1.4.1. Estado Limite Último (ELU)

Admitindo um peso próprio do betão armado com FRP de $24\text{kN}/\text{m}^3$ vem:

$$pp = 24hb = 24\text{kN}/\text{m}^3 (0.45\text{m})(0.25\text{m}) = 2.7\text{kN}/\text{m} \quad (A2.165.)$$

$$\begin{aligned} p_{sd} &= 1.35G_k + 1.5Q_k = 1.35(29\text{kN}/\text{m} + 2.7\text{kN}/\text{m}) + 1.5(10\text{kN}/\text{m}) \\ &= 57.80\text{kN}/\text{m} \end{aligned} \quad (A2.166.)$$

i) *Momento negativo*

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{(57.80\text{kN}/\text{m})(4\text{m})^2}{8} = 115.60\text{kN.m} \quad (A2.167.)$$

ii) *Momento positivo*

$$M_{sd}(z = 1.5\text{m}) = 86.70z - \frac{p_{sd} \cdot z^2}{2} = 65.03\text{kN.m} \quad (A2.168.)$$

iii) *Esforço transversal no apoio intermédio*

$$V_{sd} = R_1 - p_{sd}l = (86.70\text{kN}) - (57.80\text{kN}/\text{m})(4\text{m}) = 144.5\text{kN} \quad (A2.169.)$$

A2.1.4.2. Estado Limite de Serviço (ELS)

i) *Combinação quase permanente*

$$p_{cqp} = (29\text{kN}/\text{m} + 2.7\text{kN}/\text{m}) + 0.4(10\text{kN}/\text{m}) = 35.70\text{kN}/\text{m} \quad (A2.170.)$$

Momento negativo

$$M_{cqp}^- = \frac{p_{cqp} \cdot l^2}{8} = \frac{(35.70\text{kN}/\text{m}^2)(4\text{m})^2}{8} = 71.40\text{kN.m} \quad (A2.171.)$$

Momento positivo

$$M_{cqp}^+(z = 1.5\text{m}) = 53.55z - \frac{p_{cqp} \cdot z^2}{2} = 40.16\text{kN.m} \quad (A2.172.)$$

A2.4.3. MATERIAIS: PROPRIEDADES DE CÁLCULO

Devido ao facto de a viga estar localizada no interior, o factor de redução ambiental C_E para o GFRP é de 0.8.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.8 \times 620 \text{ MPa} = 496 \text{ MPa} \quad (\text{A2.173.})$$

A2.4.4. ELU: CÁLCULO DA ARMADURA

Para encontrar o rácio de armadura resistente à flexão é necessário um processo iterativo. O factor β_1 é um factor que toma o valor de 0.85 para uma resistência à compressão do betão igual ou acima dos 28MPa, sendo reduzido de 0.05 por cada 7MPa não assumindo valores inferiores a 0.65 Neste caso $\beta_1 = 0.85 - 3 \times 0.05 / 7 = 0.83$. Assumindo uma quantidade inicial de armadura de 7 ϕ 13, o rácio de armadura equilibrado é dado por:

A2.4.4.1. Determinação da armadura de momento negativo

Foi assumido uma quantidade inicial de armadura de 6 ϕ 19. Como não está especificado o espaçamento mínimo e máximo entre os varões e como a tensão de múltiplas camadas de varões de FRP não pode ser considerada como a resultante de toda a área de armadura a actuar no centro de gravidade, recorreu-se ao agrupamento de varões presente no EC 2 determinando, assim, um diâmetro equivalente $\phi_n = \phi \sqrt{n_b} = 19 \text{ mm} \sqrt{2} = 26.9 \text{ mm}$. Por conseguinte a altura útil equivalente é dada por: $d_{eq} = 0.397 \text{ m}$

$$\rho_{fb} = 0.85 \frac{f_c'}{f_{fu}} \beta_1 \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} = \quad (\text{A2.174.})$$

$$0.85 \frac{25}{496} 0.83 \frac{40800 \times 0.003}{40800 \times 0.003 + 496} = 0.0070$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd_{eq}} = \frac{(6 \times 285 \text{ mm}^2)}{(250 \text{ mm})(397 \text{ mm})} = 0.0172 \quad (\text{A2.175.})$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \epsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f_c'}{\rho_f} E_f \epsilon_{cu}} - 0.5 E_f \epsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (\text{A2.176.})$$

$$A = \frac{(E_f \epsilon_{cu})^2}{4} = \frac{((40800 \text{ MPa})(0.003))^2}{4} = 3745.4 \quad (\text{A2.177.})$$

$$B = \frac{0.85 \beta_1 f_c'}{\rho_f} E_f \epsilon_{cu} = \frac{0.85(0.83)(25 \text{ MPa})}{(0.0172)} (40800 \text{ MPa})(0.003) = 125513 \quad (\text{A2.178.})$$

$$C = 0.5 E_f \epsilon_{cu} = 0.5(40800 \text{ MPa})(0.003) = 61.2 \quad (\text{A2.179.})$$

$$f_f = (\sqrt{A + B} - C) = \sqrt{3745.4 + 125513} - 61.2 = 298.33 \text{ MPa} \leq f_{fu} \quad (\text{A2.180.})$$

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f_c'} \right) b d^2 = (0.0172)(298.33 \text{ MPa}) \times$$

$$\left(1 - 0.59 \frac{(0.0172)(298.33 \text{ MPa})}{(25 \text{ MPa})} \right) \times \quad (\text{A2.181.})$$

$$(0.250 \text{ m})(0.397 \text{ m})^2 = 0.178 \text{ MN.m}$$

O factor de redução da resistência é dado por:

$$\phi = 0.65 \quad \text{para} \quad \rho_f \geq 1.4\rho_{fb} \quad (\text{A2.182.})$$

$$\phi M_n = 0.65(178.0kN.m) = 115.7kN.m \geq M_u = 115.60kN.m \quad (\text{A2.183.})$$

A2.4.4.2. Determinação da armadura de momento positivo

Admitindo 4 ϕ 19 agrupados dois a dois resultando, assim, no mesmo diâmetro equivalente e altura útil equivalente acima determinados, vem:

$$\begin{aligned} \rho_{fb} &= 0.85 \frac{f'_c}{f_{fu}} \beta_1 \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} = \\ &0.85 \frac{25}{496} 0.83 \frac{40800 \times 0.003}{40800 \times 0.003 + 496} = 0.0070 \end{aligned} \quad (\text{A2.184.})$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd_{eq}} = \frac{(4 \times 285mm^2)}{(250mm)(397mm)} = 0.0115 \quad (\text{A2.185.})$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \epsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \epsilon_{cu}} - 0.5E_f \epsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (\text{A2.186.})$$

$$A = \frac{(E_f \epsilon_{cu})^2}{4} = \frac{((40800MPa)(0.003))^2}{4} = 3745.4 \quad (\text{A2.187.})$$

$$B = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \epsilon_{cu} = \frac{0.85(0.83)(25MPa)}{(0.0115)} (40800MPa)(0.003) = 187724 \quad (\text{A2.188.})$$

$$C = 0.5E_f \epsilon_{cu} = 0.5(40800MPa)(0.003) = 61.2 \quad (\text{A2.189.})$$

$$f_f = (\sqrt{A+B} - C) = \sqrt{3745.4 + 187724} - 61.2 = 376.37MPa \leq f_{fu} \quad (\text{A2.190.})$$

$$\begin{aligned} M_n &= \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c} \right) bd^2 = (0.0115)(376.37MPa) \times \\ &\left(1 - 0.59 \frac{(0.0115)376.37}{(25MPa)} \right) \times \\ &(0.250m)(0.397m)^2 = 0.153MN.m \end{aligned} \quad (\text{A2.191.})$$

O factor de redução da resistência é dado por:

$$\phi = 0.65 \quad \text{para} \quad \rho_f \geq 1.4\rho_{fb} \quad (\text{A2.192.})$$

$$\phi M_n = 0.65(153.0kN.m) = 99.45 \geq M_u = 65.03kN.m \quad (\text{A2.193.})$$

A2.4.5. ELS

A2.4.5.1. Verificação da deformação

Cálculo do momento de inércia da secção não fendilhada:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(250mm)(450mm)^3}{12} = 18.98 \times 10^8 mm^4 \quad (A2.194.)$$

Cálculo das propriedades da secção fendilhada e momento de fendilhação:

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} = 0.62\sqrt{(25MPa)} = 3.1MPa \quad (A2.195.)$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2(3100kPa)(0.001898m^4)}{0.450m} = 26.15kN.m \quad (A2.196.)$$

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1-k)^2 = \frac{(250mm)(397mm)^3}{3} (0.180)^3 + 1.72(4 \times 285mm^2)(397mm)^2 (1 - (0.180))^2 = 2.382 \times 10^8 mm^4 \quad (A2.197.)$$

Cálculo do factor de modificação.

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) = \frac{1}{5} \left(\frac{0.0115}{0.0070} \right) = 0.33 \quad (A2.198.)$$

Cálculo da deformação devido às cargas permanentes e sobrecarga.

$$(I_e)_{DL+LL} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} = \left(\frac{26.15kN.m}{40.16kN.m} \right)^3 (0.33) \times (18.98 \times 10^8 mm^4) + \left[1 - \left(\frac{26.15kN.m}{40.16kN.m} \right)^3 \right] (2.382 \times 10^8 mm^4) = 3.454 \times 10^8 mm^4 \quad (A2.199.)$$

Determinação da flecha máxima com base na integração elástica. Como a viga tem continuidade pode-se considerar um lado encastrado e o outro simplesmente apoiado. Pelo equilíbrio de forças a reacção no apoio simples é de $3/8pl$ e no encastramento é $5/8pl$:

$$M(z) = -\frac{pl^2}{8} + \frac{5}{8} plz - p \frac{z^2}{2} \quad (A2.200.)$$

$$y'' EI = -M(z) = \frac{pl^2}{8} - \frac{5plz}{8} + \frac{pz^2}{2} \quad (A2.201.)$$

$$y' EI = \frac{pl^2 z}{8} - \frac{5pl}{8} \frac{z^2}{2} + \frac{pz^3}{6} + c_1 \quad (A2.202.)$$

$$yEI = \frac{pl^2}{8} \frac{z^2}{2} - \frac{5pl}{8} \frac{z^3}{6} + \frac{pz^4}{24} + c_1 + c_2 \quad (A2.203.)$$

Como $c_1=c_2=0$

$$y_{\max} \Rightarrow y'(z) = 0 \Rightarrow \frac{pl^2}{8}z - \frac{5pl}{8}\frac{z^2}{2} + \frac{pz^3}{6} = 0 \Rightarrow$$

$$pz\left(\frac{l^2}{8} - \frac{5l}{8}\frac{z}{2} + \frac{z^2}{6}\right) = 0 \Rightarrow z = 0 \vee z = 2.31m \wedge z = 5.19m \quad (\text{A2.204.})$$

A flecha máxima ocorre para $z=2.31m$ logo:

$$y_{\max}(z = 2.31m) = \left(\frac{pl^2}{8}\frac{z^2}{2} - \frac{5pl}{8}\frac{z^3}{6} + \frac{pz^4}{24} + c_1 + c_2 \right) / E(I_e)_{DL+LL} =$$

$$\left(\frac{(35.70kN/m)(4m)^2(2.31m)^2}{16} - \frac{5(35.70kN/m)(4m)(2.31m)^3}{8 \cdot 6} + \frac{(35.70kN/m)(2.31m)^4}{24} + 0 + 0 \right)$$

$$\frac{(4750\sqrt{25MPa} \times 10^3)(3.454 \times 10^{-4} m^4)}{= 0.0060m \quad (\text{A2.205.})}$$

Cálculo da deformação devido ao contributo separado da carga permanente e da sobrecarga:

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{w_{DL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{31.7kN/m}{31.7kN/m + 10kN/m} (6.0mm) = 4.6mm \quad (\text{A2.206.})$$

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{w_{LL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{10kN/m}{31.7kN/m + 10kN/m} (6.0mm) = 1.4mm \quad (\text{A2.207.})$$

Cálculo do multiplicador para a deformação dependente do tempo usando $\xi=2.0$ (recomendado pelo ACI para a duração de mais de 5anos).

$$\lambda = 0.60\xi = 0.60(2.0) = 1.2 \quad (\text{A2.208.})$$

Cálculo da deformação a longo prazo, onde a deformação inicial se deve às sobrecargas e a deformação ao longo do tempo se deve às cargas prolongadas que, neste caso, se considerou serem 20% destas últimas.

$$\Delta_{LT} = (\Delta_i)_{LL} + \lambda[(\Delta_i)_{DL} + 0.20(\Delta_i)_{LL}] =$$

$$1.4mm + 1.2[(4.6mm) + 0.20(1.4mm)] = 7.3mm \quad (\text{A2.209.})$$

Comparação da deformação calculada com os limites de deformação.

$$\Delta_{LT} = 7.3mm \leq \frac{l}{240} = \frac{4000}{240} = 16.7mm \quad OK \quad (\text{A2.210.})$$

A2.4.5.2. Verificação das tensões

i) Verificação dos limites da rotura em fluência no apoio

Determinação do momento devido a todas as cargas prolongadas para a combinação quase permanente.

$$M_s = \frac{w_{DL} + 0.20w_{LL}}{w_{DL} + w_{IL}} M_{DL+LL} = \frac{31.7kN/m + 0.20 \times 10kN/m}{31.7kN/m + 10kN/m} 71.40kN.m = 57.70kN.m \quad (A2.211.)$$

Cálculo do nível de tensão prolongada nos varões de GFRP.

$$f_{f,s} = \frac{M_s}{A_f d (1 - k/3)} = \frac{57.70 \times 10^6 N.mm}{(6 \times 285mm^2)(397mm)(1 - 0.216/3)} = 91.59MPa \quad (A2.212.)$$

Comparação com os limites dados no Quadro 3.13.

$$f_{f,s} = 91.59MPa \leq 0.20 f_{fu} = 0.20(496) = 99.2MPa \quad OK \quad (A2.213.)$$

ii) Verificação dos limites da rotura em fluência a meio vão

$$M_s = \frac{w_{DL} + 0.20w_{LL}}{w_{DL} + w_{IL}} M_{DL+LL} = \frac{31.7kN/m + 0.20 \times 10kN/m}{31.7kN/m + 10kN/m} 40.16kN.m = 32.46kN.m \quad (A2.214.)$$

$$f_{f,s} = \frac{M_s}{A_f d (1 - k/3)} = \frac{32.46 \times 10^6 N.mm}{(4 \times 285mm^2)(397mm)(1 - 0.180/3)} = 76.30MPa \quad (A2.215.)$$

$$f_{f,s} = 76.30MPa \leq 0.20 f_{fu} = 0.20(496) = 99.2MPa \quad OK \quad (A2.216.)$$

A2.4.5.3. Verificação da fendilhação

i) Abertura de fendas no apoio intermédio

Determinação do nível de tensão nos varões sob a acção de uma carga de serviço.

$$n_f = \frac{E_f}{Ec} = \frac{E_f}{4750\sqrt{f'_c}} = \frac{(40800MPa)}{4750\sqrt{25MPa}} = 1.72 \quad (A2.217.)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f = \sqrt{2(0.0172)(1.72) + [(0.0172)(1.72)]^2} - (0.0172)(1.72) = 0.216 \quad (A2.218.)$$

$$f_f = \frac{M_{DL+LL}}{A_f d (1 - k/3)} = \frac{71.40 \times 10^6 N.m}{(6 \times 285mm^2)(397mm)(1 - 0.216/3)} = 113.33MPa \quad (A2.219.)$$

Determinação do gradiente de extensão usado para transformar o nível de extensão da armadura para perto da superfície da viga onde a fendilhação é esperada.

$$\beta = \frac{h - kd}{d(1 - k)} = \frac{(450mm) - (0.216)(397mm)}{(397mm)(1 - 0.216)} = 1.170 \quad (A2.220.)$$

Cálculo da distância entre a fibra extrema do betão e o centro de gravidade da armadura.

$$d_c = h - d = (450mm) - (397mm) = 53mm \quad (A2.221.)$$

Determinação do espaçamento entre varões.

$$s = (b - 2d_c)/(n - 1) = ((250mm) - 2(53mm))/(3 - 1) = 72mm \quad (A2.222.)$$

Determinação da abertura de fendas pela equação abaixo indicada, com recurso ao valor recomendado de $k_b=1.4$ para varões de FRP deformados, e comparação com o limite especificado no Quadro 3.8.

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} = 2 \frac{(113.33MPa)}{(40800MPa)} (1.170)(0.83)(1.4) \times \sqrt{(53mm)^2 + \left(\frac{72mm}{2}\right)^2} = 0.48mm < 0.7mm \quad OK \quad (A2.223.)$$

ii) Abertura de fendas a meio vão

$$n_f = \frac{E_f}{Ec} = \frac{E_f}{4750\sqrt{f'_c}} = \frac{(40800MPa)}{4750\sqrt{25MPa}} = 1.72 \quad (A2.224.)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f = \sqrt{2(0.0115)(1.72) + [(0.0115)(1.72)]^2} - (0.0115)(1.72) = 0.180 \quad (A2.225.)$$

$$f_f = \frac{M_{DL+LL}}{A_f d (1 - k/3)} = \frac{40.16 \times 10^6 N.m}{(4 \times 285mm^2)(397mm)(1 - 0.180/3)} = 94.40MPa \quad (A2.226.)$$

$$\beta = \frac{h - kd}{d(1 - k)} = \frac{(450mm) - (0.180)(397mm)}{(397mm)(1 - 0.180)} = 1.163 \quad (A2.227.)$$

$$d_c = h - d = (450mm) - (397mm) = 53mm \quad (A2.228.)$$

$$s = (b - 2d_c)/(n - 1) = ((250mm) - 2(53mm))/(2 - 1) = 144mm \quad (A2.229.)$$

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} = 2 \frac{(94.40MPa)}{(40800MPa)} (1.163)(0.83)(1.4) \times \sqrt{(53mm)^2 + \left(\frac{144mm}{2}\right)^2} = 0.56mm < 0.7mm \quad OK \quad (A2.230.)$$

A2.4.6. ELU: VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO CORTE

Determinação do esforço transversal de cálculo à distância d do apoio extremo.

$$V_{sd}(d = 0.397m) = 86.7 - 57.8z = 63.75kN \quad (A2.231.)$$

Determinação do esforço transversal de cálculo à distância d do apoio intermédio.

$$V_{sd}(4m - d = 3.603m) = 86.7 - 57.8z = -121.55kN \quad (A2.232.)$$

Determinação da contribuição do betão.

$$c = kd = 0.180(397mm) = 71.46mm \quad (A2.233.)$$

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w c = \frac{2}{5} \sqrt{25MPa} (250mm) (71.46mm) = 35730N = 35.73kN \quad (A2.234.)$$

É necessária armadura de corte. Assumiu-se varões nº 3 para estribos verticais fechados. Para determinar a quantidade de armadura de corte necessária é preciso determinar o nível de tensão no estribo. Este nível de tensão deve ser governado pela tensão permitida na dobra do estribo, ou seja, o raio mínimo de curvatura é 3vezes o diâmetro do varão.

$$f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3 \right) f_{fu} = \left(0.05 \frac{3(10)}{10} + 0.3 \right) (496MPa) = 223.2MPa \quad (A2.235.)$$

A tensão de cálculo do estribo de GFRP é dada por:

$$f_{fv} = 0.004E_f = 0.004(40800MPa) = 163.2MPa \leq f_{fb} = 223.2MPa \quad (A2.236.)$$

O espaçamento requerido dos estribos junto do apoio extremo é dado por:

$$s = \frac{\phi A_{fv} f_{fv} d}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0.75(2 \times 71.26mm^2)(163.2MPa)(397mm)}{(63750N - 0.75(35730N))} = 187mm \quad (A2.237.)$$

Usar estribos de $\phi 10mm$, 2ramos, espaçados de 175mm.

O espaçamento requerido dos estribos junto do apoio intermédio é dado por:

$$s = \frac{\phi A_{fv} f_{fv} d}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0.75(2 \times 71.26mm^2)(163.2MPa)(397mm)}{(121550N - 0.75(35730N))} = 73mm \quad (A2.238.)$$

O limite do espaçamento máximo é dado por $s=d/2$ ou $600mm$

$$s \leq (397mm)/2 \approx 200mm \quad \text{ou} \quad s \leq 600mm \quad (A2.239.)$$

Usar estribos de $\phi 10mm$, 2ramos, espaçados de 50mm.

Quantidade de armadura mínima:

$$s = \frac{A_{fv,min} f_{fv}}{0.35b_w} = \frac{(2 \times 71.26mm^2)(163.2MPa)}{0.35(250mm)} = 266mm \quad (A2.240.)$$

Usar estribos de 10mm, dois ramos, espaçados de 200mm.

O espaçamento máximo correspondente à área mínima de estribos é 266mm, no entanto o espaçamento máximo permitido é de 200mm.

Seguidamente determina-se a partir de que ponto é que se pode usar estribos mínimos.

$$s = \frac{\phi A_{fv} f_{fv} d}{(V_u - \phi V_c)} \Rightarrow 200mm \leq \frac{0.75(2 \times 71.26mm^2)(163.2MPa)(397mm)}{(V_{sd} - 0.75(35730N))} \Rightarrow \quad (A2.241.)$$

$$V_{sd} \leq 61425kN$$

Recorrendo à expressão do esforço transversal determina-se a partir de que distancia do apoio extremo se podem usar estribos mínimos:

$$V_{sd} = 86.70 - 57.80z \Rightarrow 61.43 \leq 86.70 - 57.80z \Rightarrow z \geq 0.44m \quad (A2.242.)$$

$$V_{sd} = 86.70 - 57.80z \Rightarrow -61.43 \leq 86.70 - 57.80z \Rightarrow z \geq 2.56m \quad (A2.243.)$$

Usar estribos mínimos desde $z=0.45m$ até $z=2.55m$.

A2.4.7. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A2.4.7.1 Armadura longitudinal mínima

$$\begin{aligned} A_{f,\min} &= 0.41 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.30}{f_{fu}} b_w d \Rightarrow \\ 0.41 \frac{\sqrt{(25MPa)}}{(496MPa)} (250mm)(397mm) &\geq \frac{2.30}{(496MPa)} (250mm)(397mm) \quad (A2.244.) \\ \Rightarrow 410mm^2 &\geq 460mm^2 \end{aligned}$$

A2.4.7.1 Comprimento de amarração de cálculo

i) Comprimento de amarração da armadura superior

$$Encontrar \quad C = \min \left(30mm + 10mm + \frac{26.9mm}{2}; \frac{72mm}{2} \right) = 36mm \quad (A2.245.)$$

Determinar tensão no varão a meio vão para um comprimento de $l_e = l/2$

$$\begin{aligned} f_{fe} &= \frac{0.083\sqrt{f'_c}}{\alpha} \left(13.6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \frac{l_e}{d_b} + 340 \right) = \\ \frac{0.083\sqrt{25MPa}}{1} \left(13.6 \frac{4000mm/2}{26.9mm} + \frac{36mm}{26.9mm} \frac{4000mm/2}{26.9mm} + 340 \right) &\leq \quad (A2.246.) \\ f_{fu} &= 496MPa \end{aligned}$$

Como $f_{fe}=496MPa > f_f=298.33MPa$, a resistência à flexão não é limitada pela aderência.

Determinação do ponto de momento positivo nulo medido desde o apoio extremo de forma a dar o comprimento de amarração a partir desse ponto.

$$M^+(z) = 0 \Leftrightarrow 86.70z - \frac{(57.80kN/m) \cdot z^2}{2} = 0 \Rightarrow z = 3m \quad (A2.247.)$$

Determinação do comprimento de amarração na região de momento negativo

$$l_d = \frac{\alpha \frac{f_{fr}}{0.083\sqrt{f'_c}} - 340}{13.6 + \frac{C}{d_b}} d_b =$$

$$\frac{1 \frac{298.33MPa}{0.083\sqrt{25MPa}} - 340}{13.6 + \frac{36mm}{26.9mm}} 26.9mm = 682mm \quad (A2.248.)$$

ii) Comprimento de amarração da armadura inferior

$$Encontrar \quad C = \min\left(30mm + 10mm + \frac{26.9mm}{2}; \frac{144mm}{2}\right) = 53mm \quad (A2.249.)$$

Determinar tensão no varão a meio vão para um comprimento de $l_e = l/2$

$$f_{fe} = \frac{0.083\sqrt{f'_c}}{\alpha} \left(13.6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \frac{l_e}{d_b} + 340\right) =$$

$$\frac{0.083\sqrt{25MPa}}{1} \left(13.6 \frac{4000mm/2}{26.9mm} + \frac{53mm}{26.9mm} \frac{4000mm/2}{26.9mm} + 340\right) \leq f_{fu} = 496MPa \quad (A2.250.)$$

Como $f_{fe} = 496MPa > f_f = 376.37MPa$, a resistência à flexão não é limitada pela aderência.

Determinação do comprimento de amarração na região de momento negativo.

$$l_d = \frac{\alpha \frac{f_{fr}}{0.083\sqrt{f'_c}} - 340}{13.6 + \frac{C}{d_b}} d_b =$$

$$\frac{1 \frac{376.37MPa}{0.083\sqrt{25MPa}} - 340}{13.6 + \frac{53mm}{26.9mm}} 26.9mm = 979mm \quad (A2.251.)$$

Verificação do comprimento da armadura de momento positivo no fim do apoio

$$l_d = 979mm \leq 1.3 \frac{\phi M_n}{V_u} + l_a = 1.3 \frac{99450kN.mm}{86.70kN} + 0 = 1491mm \quad OK \quad (8.252.)$$

Admitindo um apoio de 500mm e que o comprimento de amarração apenas é dado a partir do centro do apoio é necessário dobrar o varão. No entanto, como não é possível dobrar os varões de FRP em obra estes têm que vir sobre a forma de ganchos de fábrica sendo, por isso, necessário calcular o comprimento de um varão dobrado, l_{bhf} , bem como o comprimento de sobreposição.

$$l_{bhf} = 165 \frac{d_b}{\sqrt{f_c}} = 165 \frac{(19mm)}{\sqrt{25MPa}} = 888mm \quad \text{para } f_{fu} < 550MPa \quad (A2.253.)$$

Este valor não deve ser inferior a $12d_b=12(19mm)=228mm$ ou $230mm$ bem como a extremidade do gancho não deve ter um comprimento inferior a $12d_b=12(19mm)=228mm$.

O comprimento de sobreposição deve ser $1.3l_d=1.3(979mm)=1273mm$

Quadro A2.1. – Quantidade de betão e cofragem da viga e laje armadas com varões de aço.

Designação	UN	P.S.	Dimensões			Quantidades	
			Largura	Altura	Comprimento	Parcial	Total
Betão							
Em viga	m ³	2	0.200	0.450	3.500	0.63	
Em laje	m ³	2	3.750	0.250	4.800	9.00	
							9.63
Cofragens							
Em viga	m ²	4	0.200	3.500		2.80	
	m ²	2	0.450	3.500		3.15	
Em laje							
	m ²	2	3.750	4.800		36.00	
							41.95

Quadro A2.2. – Quantidade de armadura de aço para viga e laje.

Designação	Nº partes iguais	Nº de varões iguais em cada parte	Comprimento de cada varão	Comprimentos totais dos varões		
				8	12	16
				0.395	0.888	1.578
Armadura na viga						
Arm. inferior	2	3	4.33			26.0
Arm. superior	2	2	4.53			18.1
Arm. Apoio intermédio	2	1	1.20			2.4
Estribos	2	13	1.40	36.4		
Armadura da laje						
Arm. inferior	1	43	5.40		232.2	
Arm. distribuição	1	14	7.50	105.0		
Arm. Apoio	2	19	1.38	52.4		
Arm. distribuição	2	3	7.50	45.0		
Total (m)				238.8	232.2	46.5
Total (kg)				94.3	216.2	73.4

Quadro A2.3. – Quantidade de betão e cofragem da viga e laje armadas com varões de FRP.

Designação	UN	P.S.	Dimensões			Quantidades	
			Largura	Altura	Comprimento	Parcial	Total
Betão							
Em viga	m ³	2	0.250	0.450	3.500	0.79	
Em laje	m ³	2	3.750	0.400	4.700	14.10	
							14.89
Cofragens							
Em viga	m ²	2	0.250	3.500		1.75	
	m ²	2	0.450	3.500		3.15	
	m ²	2	0.050	3.500		0.35	
Em laje							
	m ²	2	3.750	4.70		35.25	
							40.50

Quadro A2.4. – Quantidade de armadura de FRP para viga e laje.

Designação	Nº partes iguais	Nº de varões iguais em cada parte	Comprimento de cada varão	Comprimentos totais dos varões		
				10	13	19
				0.093	0.166	0.373
Armadura na viga						
Arm. inferior	2	4	3.98			31.8
Gancho de amarração	2	4	2.20			17.6
Arm. superior	2	2	4.23			16.9
Gancho de amarração	2	2	2.20			8.8
Apoio intermédio	2	4	1.70			13.6
Estribos	2	27	1.40	75.6		
Estribos mínimos	2	10	1.40	28.0		
Armadura da laje						
Arm. inferior	1	100	5.15		515.0	
Arm. dist.	1	24	7.5	180.0		
Gancho de amarração	2	100	1.50		300.0	
Total (m)				283.6	815.0	88.7
Total (kg)				26.4	135.3	33.1